

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

FELIPI PABLO DAMASCENO FERNANDES

**Análise do comportamento em temperatura ambiente e em situação de
incêndio de vigas mistas de madeira e concreto sem e com reforço com
fibras de vidro**

São Carlos

2022

FELIPI PABLO DAMASCENO FERNANDES

Análise do comportamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio de vigas mistas de madeira e concreto sem e com reforço com fibras de vidro

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Ciências.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

Coorientador: Prof. Dr. Antonio Alves Dias

São Carlos

2022

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

F363a Fernandes, Felipi Pablo Damasceno
 Análise do comportamento em temperatura ambiente e
em situação de incêndio de vigas mistas de madeira e
concreto sem e com reforço com fibras de vidro / Felipi
Pablo Damasceno Fernandes; orientador Jorge Munaiar
Neto; coorientador Antonio Alves Dias. São Carlos,
2022.

 Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de
Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

 1. Vigas mistas. 2. MLC. 3. Concreto. 4.
Ligações. 5. Reforço estrutural. 6. Fibras de vidro. 7.
Incêndio. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **FELIPI PABLO DAMASCENO FERNANDES**.

Título da tese: "Análise do comportamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio de vigas mistas de madeira e concreto sem e com reforço com fibras de vidro".

Data da defesa: 08/12/2022.

Comissão Julgadora

Resultado

Prof. Associado **Jorge Munaiar Neto (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Aprovado

Prof. Dr. **Julio Cesar Molina**
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Aprovado

Profa. Dra. **Gisele Cristina Antunes Martins**
(Universidade Estadual de Maringá/UEM)

p/ Aprovado

Prof. Dr. **Eduardo Chahud**
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

p/ Aprovado

Prof. Dr. **José Luiz Miotto**
(Universidade Estadual de Maringá/UEM)

p/ Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial à minha mãe, Carmem, e ao meu pai, Assis, por serem meus maiores exemplos, por sempre me incentivarem e por darem suporte para que eu realize meus sonhos.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto, que me acompanha desde o mestrado, pela confiança e apoio ao longo dos anos de pós-graduação.

Ao meu coorientador, Prof. Dr. Antonio Alves Dias, por todo o suporte e ensinamentos.

Aos docentes e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial aos técnicos do Laboratório de Madeira e Estruturas de Madeira (LaMEM) e do Laboratório de Estruturas: Silvio, Jaime, Vareda, Amaury, Fabiano, Romeu e Mauri, os quais foram essenciais para o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos amigos da M1: Fernanda, Bruno, Felipe e Filipe, que apesar do pouco tempo de convivência já se tornaram muito especiais e deixaram os dias mais divertidos.

Aos amigos de São Carlos e do SET: Yagho, Marcela, Jéssica, Mariana, Murilo, Vitor, Cris, Domingos, Rafael, os quais tornaram o período em São Carlos mais prazeroso, e por estarem presentes nos momentos bons e ruins. Um agradecimento especial para o Yagho pela amizade, por acreditar em mim, me incentivar e dar suporte; e ao Vitor pela ajuda nos ensaios e pela amizade.

À Prof. Dr. Gisele Martins pelas recomendações para a realização dos ensaios no forno. Ao Prof. Dr. Julio Molina pelas contribuições à esta pesquisa.

À empresa ITA Construtora pela doação das vigas de MLC de *Eucalyptus grandis*.

À empresa Owens Corning pela doação do tecido de fibras de vidro.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) (Auxílio Regular – Processo nº 2019/02908-6) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo auxílio financeiro à pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

A Escola de Engenharia de São Carlos e ao Departamento de Engenharia de Estruturas por fornecerem a infraestrutura necessária à realização da pesquisa.

“Toda nossa ciência comparada com a realidade, é primitiva e infantil – e, no entanto, é a coisa mais preciosa que temos.”

Albert Einstein

RESUMO

FERNANDES, F. P. D. **Análise do comportamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio de vigas mistas de madeira e concreto sem e com reforço com fibras de vidro.** 2022. 197 p. Tese (Doutorado em Ciências – Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

As estruturas mistas de madeira e concreto podem ser utilizadas em diferentes tipos de construções, apresentando diversas vantagens, tais como: são mais leves, sua construção é mais rápida e têm menor custo energético, quando comparadas às estruturas de concreto armado; e são mais rígidas e resistentes e apresentam melhor desempenho acústico e térmico, quando comparadas às estruturas de madeira. As vigas mistas de madeira e concreto podem ainda ser reforçadas com fibras sintéticas, as quais apresentam como principal vantagem o incremento da resistência à flexão. Por outro lado, é importante conhecer o comportamento de uma estrutura em situação de incêndio, de forma a proteger os usuários, bem como preservar o patrimônio. Dessa forma, neste trabalho foram avaliadas vigas mistas de madeira e concreto, sem e com reforço com fibras de vidro, em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Em uma primeira etapa foram realizadas análises numéricas e experimentais do sistema de conexão, produzidos a partir de barras de aço CA-50, escolhendo entre as opções sem e com entalhes as mais resistentes, as quais foram: barra de aço inclinada e associação de barras de aço inclinadas com entalhe triangular. Na segunda etapa foram realizadas análises experimentais em vigas mistas de madeira e concreto. Foi observado que o sistema de conexão apresentou pouca influência na força de ruptura e na rigidez em serviço das vigas analisadas, que o reforço com fibras de vidro aumentou a força de ruptura e a ductilidade dos elementos estruturais, e que a viga mista produzida com *Pinus taeda* apresentou menor resistência e rigidez que aquelas produzidas com *Eucalyptus grandis*. Por fim, foram realizadas análises experimentais para a avaliação dos elementos estruturais em situação de incêndio. Foi observado que o tipo de ligação e o reforço com fibras de vidro apresentaram pouca influência no comportamento termoestrutural das vigas, enquanto que o desempenho da viga mista com *Pinus taeda* foi inferior ao das vigas mistas com *Eucalyptus grandis*, tendo sido observado nas vigas com a espécie folhosa o efeito de curvatura térmica, o qual contribuiu na resistência ao fogo dos elementos.

Palavras-chave: vigas mistas; MLC; concreto; ligações; reforço estrutural; fibras de vidro; incêndio.

ABSTRACT

FERNANDES, F. P. D. **Analysis of the behavior at room temperature and in fire situation of timber-concrete composite beams without and with fiberglass reinforcement.** 2022. 197 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structural Engineering)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

Timber-concrete composite structures can be used in different types of constructions, with several advantages, such as: they are lighter, their construction is faster and they have lower energetic costs, when compared to reinforced concrete structures; and they are more rigid and resistant and have better acoustic and thermal performance, when compared to timber structures. The timber-concrete composite beams can also be strengthened with FRP, whose main advantage is the flexural strength increase. On the other hand, it is important to know the fire behavior of structure, in order to protect users as well as to preserve heritage. Thus, in this work timber-concrete composite beams, without and with fiberglass reinforcement, were evaluated at room temperature and in fire conditions. Preliminary, a numerical and experimental analysis of the connection system produced from rebars were performed, choosing between the options without and with notches the most resistant, which were: inclined rebar and inclined rebar associated with triangular notch. Then experimental analyses were performed on timber-concrete composite beams. It was observed that the connection system had little influence on the failure strength and service stiffness of the beams, that the fiberglass reinforcement increased the failure strength and ductility of the structural elements, and that the composite beam produced with *Pinus taeda* had lower strength and stiffness than those produced with *Eucalyptus grandis*. Finally, experimental analysis was performed to evaluate the structural behavior of the elements under fire conditions. It was observed that the type of connection and the fiberglass reinforcement had little influence on the thermos-structural behavior of the beams, while the performance of the composite beams with *Pinus taeda* was lower than that of the composite beams with *Eucalyptus grandis*, having been observed in the beams with the hardwood species the effect of thermal bowing, which contributed to the fire resistance of the elements.

Keywords: composite beams; glulam; concrete; connections; structural reinforcement; fiberglass; fire.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Configuração das vigas analisadas por Khorsandnia, Valipour e Crews (2012).	28
Figura 2.2 - Corpos de provas do tipo cisalhamento duplo para ensaios push-out de ligações mistas de madeira e concreto: (a) madeira ao centro com laterais de concreto; (b) concreto ao centro com laterais de madeira.	30
Figura 2.3 - Corpos de provas do tipo cisalhamento assimétrico para ensaios push-out de ligações mistas de madeira e concreto.....	31
Figura 2.4 – Configuração das ligações: (a) barras em formato de “X”; (b) barras tracionadas; (c) barras comprimidas	31
Figura 2.5 – Ligações mistas madeira e concreto analisadas por Djoubissie et al. (2018)	35
Figura 2.6 – Corpo de prova misto de madeira e concreto analisado por Jiang et al. (2020) (indicação do comprimento de cisalhamento)	37
Figura 2.7 – Seção transversal mista de madeira e concreto e respectivas tensões internas	41
Figura 2.8 – Seções transversais de vigas de madeira reforçadas com fibras de carbono: (a) configuração 1; (b) configuração 2; (c) configuração 3	45
Figura 2.9 - Seção transversal de um elemento de madeira submetido ao fogo.....	48
Figura 2.10 – Seção transversal efetiva da madeira em situação de incêndio.....	52
Figura 2.11 - Ruptura do piso misto de madeira e concreto após ensaio de incêndio.....	53
Figura 2.12 – Viga mista de madeira e concreto após 20 minutos de incêndio	55
Figura 2.13 – Colapso de piso misto de madeira e concreto após ensaio de incêndio	56
Figura 2.14 – Pisos mistos de madeira e concreto antes da concretagem: (a) piso 1; (b) piso 2	57
Figura 2.15 – Piso misto de madeira e concreto antes da concretagem	58
Figura 2.16 – Configuração dos pisos mistos: laje 1 (superior) e laje 2 (inferior).....	59
Figura 2.17 – Superfície exposta ao fogo	59
Figura 2.18 – Determinação da seção transversal efetiva	63
Figura 3.1 – Ligação L1 (dimensões em cm).....	70
Figura 3.2 – Ligação L2 (dimensões em cm)	70
Figura 3.3 – Ligação L3 (dimensões em cm)	70
Figura 3.4 – Ligação L4 (dimensões em cm)	71
Figura 3.5 – Ligação L5 (dimensões em cm)	71
Figura 3.6 – Armadura nas abas de concreto	72

Figura 3.7 – Ensaio de compressão paralela às fibras da madeira.....	73
Figura 3.8 - Ensaio de compressão do concreto	75
Figura 3.9 - Procedimento para aplicação de força	76
Figura 3.10 - Corpo de prova posicionado para ensaio: (a) vista frontal; (b) vista lateral	77
Figura 3.11 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L1	78
Figura 3.12 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L2.....	78
Figura 3.13 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L3.....	79
Figura 3.14 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L4.....	79
Figura 3.15 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L5.....	80
Figura 3.16 – Ruptura ligação L1: (a) Detalhe da flexão da barra de aço e seu embutimento na madeira; (b) Fissura no concreto (vista superior); (c) Fissura no concreto (face interna).....	82
Figura 3.17 – Ruptura ligação L2: (a) Detalhe da flexão da barra de aço e seu embutimento na madeira; (b) Arrancamento do pino	83
Figura 3.18 – Ruptura ligação L3: (a) Cisalhamento do concreto no entalhe; (b) Flexão da barra de aço.....	83
Figura 3.19 – Ruptura ligação L4: (a) Cisalhamento do entalhe; (b) Flexão do pino metálico; (c) Fissura no concreto	84
Figura 3.20 – Ruptura ligação L5: (a) Detalhe do cisalhamento do concreto no entalhe; (b) Flexão da barra de aço	84
Figura 3.21 - Simetria dos corpos de provas mistos de madeira e concreto.....	87
Figura 3.22 - Malha de elementos finitos: (a) Ligação L1; (b) Ligação L2; (c) Ligação L3; (d) Ligação L4; (e) Ligação L5.....	89
Figura 3.23 – Condições de contorno atribuídas aos modelos numéricos.....	90
Figura 3.24 - Curva tensão versus deformação da madeira na compressão	91
Figura 3.25 - Curva tensão versus deformação do concreto na compressão.....	93
Figura 3.26 - Curva tensão versus deformação do aço.....	96
Figura 3.27 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L1.....	99
Figura 3.28 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L2.....	100
Figura 3.29 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L3.....	100

Figura 3.30 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L4.....	101
Figura 3.31 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L5.....	101
Figura 3.32 - (a) Tensões de von Mises (MPa) no modelo L1; (b) Detalhe do conector de cisalhamento	104
Figura 3.33 – (a) Tensões de von Mises no modelo L2; (b) Detalhe do conector de cisalhamento	104
Figura 3.34 – (a) Tensões de von Mises no modelo L3; (b) Detalhe do conector de cisalhamento	105
Figura 3.35 - Variável de dano na peça de concreto no modelo L3	106
Figura 3.36 – (a) Tensões de von Mises no modelo L4; (b) Detalhe do conector de cisalhamento	106
Figura 3.37 – Variável de dano na peça de concreto no modelo L4	107
Figura 3.38 – (a) Tensões de von Mises no modelo L5; (b) Detalhe do conector de cisalhamento	108
Figura 3.39 – Variável de dano no modelo L5	108
Figura 4.1 - Configuração dos elementos estruturais: (a) seção transversal; (b) vista longitudinal de vigas com ligação L2; (c) vista longitudinal de vigas com ligação L4. (dimensões em mm).....	112
Figura 4.2 - Configuração do ensaio de flexão simples de vigas de MLC.....	114
Figura 4.3 - Ensaio de tração paralela às fibras	117
Figura 4.4 - Corpos de prova para ensaios de tração de fibras de vidro (dimensões em mm).	118
Figura 4.5 – (a) ensaio de tração de fibra de vidro; (b) corpo de prova rompido.....	119
Figura 4.6 – Configuração dos ensaios de vigas mistas de madeira e concreto	120
Figura 4.7 – Viga mista posicionadas para ensaio.....	121
Figura 4.8 – Detalhe do apoio	122
Figura 4.9 – Posicionamento dos extensômetros na seção transversal: (a) viga mista de madeira e concreto; (b) viga mista de madeira e concreto reforçada com fibra de vidro.	122
Figura 4.10 – Ruptura viga E1-A-L2: (a) tração da madeira; (b) fissura na parte superior da mesa de concreto	124

Figura 4.11 – Ruptura viga E2-A-L2: (a) tração da madeira e fissuração na laje; (b) separação da laje.....	125
Figura 4.12 – Ruptura viga E4-A-L4: (a) ruptura da ligação e separação da laje; (b) ruptura por tração da madeira; (c) fissuras transversais no concreto; (d) fissuras longitudinais no concreto	125
Figura 4.13 – Ruptura viga E5-A-L4: (a) ruptura da ligação e separação da laje; (b) ruptura por tração da madeira.....	126
Figura 4.14 – Ruptura viga E7-A-L2-R: (a) ruptura da ligação; (b) fissuração do concreto .	127
Figura 4.15 – Ruptura viga E8-A-L2-R: (a) ruptura da ligação; (b) fissuração longitudinal no concreto; (c) cisalhamento da madeira;	128
Figura 4.16 – Ruptura viga P1-A-L2.....	128
Figura 4.17 – Curvas força versus deslocamento: vigas E1-A-L2 e E2-A-L2.....	129
Figura 4.18 – Curvas força versus deslocamento: vigas E4-A-L4 e E5-A-L4.....	130
Figura 4.19 – Curvas força versus deslocamento: vigas E7-A-L2-R e E8-A-L2-R.....	130
Figura 4.20 – Curvas força versus deslocamento: viga P1-A-L2.....	131
Figura 4.21 – Curvas força versus deslocamento (atuador)	131
Figura 4.22 – Deslizamento relativo: (a) viga E1-A-L2; (b) E2-A-L2	136
Figura 4.23 – Deslizamento relativo: (a) viga E4-A-L4; (b) E5-A-L4	137
Figura 4.24 – Deslizamento relativo: (a) viga E7-A-L2-R; (b) E8-A-L2-R	137
Figura 4.25 – Deslizamento relativo viga P1-A-L2	138
Figura 4.26 - Perfis de deformação: (a) viga E1-A-L2; (b) viga E2-A-L2	139
Figura 4.27 - Perfis de deformação: (a) viga E4-A-L4; (b) viga E5-A-L4	140
Figura 4.28 - Perfis de deformação: (a) viga E7-A-L2-R; (b) viga E8-A-L2-R	141
Figura 4.29 - Perfis de deformação viga P1-A-L2	142
Figura 5.1 – Seção transversal com proteção térmica da fibra de vidro.....	146
Figura 5.2 – Posicionamento da viga para ensaio termoestrutural: (a) visão geral; (b) apoio móvel; (c) apoio fixo	148
Figura 5.3 – Condições térmicas durante ensaio termoestrutural.....	149
Figura 5.4 – Esquema do ensaio termoestrutural	149
Figura 5.5 – Detalhes sobre a instrumentação: (a) atuador e transdutores de deslocamentos; (b) transdutores do apoio e para medir deslizamento relativo	150
Figura 5.6 – Pontos de medição das temperaturas: (a) posições das seções transversais ao longo da viga (dimensões em cm); (b) seção S1; (c) seção S2; (d) seção S3; (e) Seção S4	151

Figura 5.7 – (a) Pré-furação para instalação de termopares na madeira; (b) Termopares posicionados	152
Figura 5.8 – Vedação lateral do forno	152
Figura 5.9 – Remoção do elemento estrutural	154
Figura 5.10 – Evolução da temperatura interna no forno em função do tempo de ensaio	155
Figura 5.11 – Observações experimentais da viga E3-I-L2: (a) visão geral no pós ensaio; (b) perda de umidade; (c) fissuras no concreto.	155
Figura 5.12 – Observações experimentais da viga E6-I-L4: (a) visão geral no pós ensaio; (b) perda de umidade; (c) detalhe do entalhe; (d) delaminação.	156
Figura 5.13 – Observações experimentais da viga E9-I-L2-R: (a) visão geral no pós ensaio; (b) spalling do concreto.....	157
Figura 5.14 – Observações experimentais da viga E10-I-L2-R(P): (a) visão geral no pós ensaio; (b) spalling do concreto; (c) fibra de vidro.....	158
Figura 5.15 – Observações experimentais da viga P2-I-L2: (a) visão geral no pós ensaio; (b) detalhe meio do vão.....	158
Figura 5.16 – Evolução da temperatura na seção S1 em função do tempo de ensaio:	160
Figura 5.17 – Evolução da temperatura na seção S2 em função do tempo de ensaio:	161
Figura 5.18 – Evolução da temperatura na seção S3 em função do tempo de ensaio:	162
Figura 5.19 – Evolução da temperatura na seção S4 em função do tempo de ensaio:	163
Figura 5.20 – Curvas de deslocamentos verticais em função do tempo de incêndio:	166
Figura 5.21 – Evolução dos deslocamento verticais devido ao incêndio	167
Figura 5.22 – Deslizamentos relativos entre a madeira e o concreto em função do tempo de incêndio	170

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Taxa de carbonização	49
Tabela 2.2 – Fatores de modificação k_{mod} , f_i para ligações parafusadas	64
Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de compressão paralela às fibras da madeira.....	74
Tabela 3.2 – Resultados do ensaio de compressão do concreto	75
Tabela 3.3 - Resumo das forças de ruptura e módulo de deslizamento obtidos experimentalmente.....	81
Tabela 3.4 - Característica das malhas de elementos finitos	88
Tabela 3.5 - Parâmetros de plasticidade do modelo Concrete Damaged Plasticity	96
Tabela 3.6 - Coeficientes de atrito.....	97
Tabela 3.7 - Comparação entre valores de força de ruptura e módulo de deslizamento numéricos e experimentais	102
Tabela 4.1 - Características físicas das peças de MLC.....	113
Tabela 4.2 – Módulos de elasticidade (MOE) das vigas	116
Tabela 4.3 - Resultados médios dos ensaios de compressão e tração paralelas às fibras da madeira	117
Tabela 4.4 - Resultados médios dos ensaios de compressão do concreto	118
Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de tração da fibra de vidro	119
Tabela 4.6 - Forças de ruptura	123
Tabela 4.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de flexão de vigas mistas de madeira e concreto	134
Tabela 4.8 – Comparação resultados experimentais com teóricos	143
Tabela 5.1 – Posições dos termopares.....	150
Tabela 5.2 – Forças aplicadas durante os ensaios termoestruturais	153

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS.....	21
1.2	JUSTIFICATIVA.....	21
1.3	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	23
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	24
2	REFERENCIAL TEÓRICO	25
2.1	ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE	25
2.1.1	<i>Generalidades</i>	25
2.1.2	<i>Sistemas de conexão.....</i>	29
2.1.3	<i>Análises numéricas.....</i>	37
2.1.4	<i>Método de dimensionamento.....</i>	40
2.2	APLICAÇÃO DE REFORÇO COM FIBRAS SINTÉTICAS EM ESTRUTURAS DE MADEIRA	43
2.3	ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	47
2.3.1	<i>Particularidades sobre a madeira em situação de incêndio.....</i>	48
2.3.2	<i>Ensaio de estruturas mistas em temperaturas elevadas</i>	52
2.3.3	<i>Análises numéricas.....</i>	60
2.3.4	<i>Modelo teórico</i>	62
2.4	COMPORTAMENTO DOS REFORÇOS COM FIBRAS SINTÉTICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	65
2.5	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO.....	66
2.5.1	<i>Quanto aos elementos mistos de madeira e concreto em temperatura ambiente</i>	67
2.5.2	<i>Quanto ao reforço com fibras sintéticas em temperatura ambiente</i>	67
2.5.3	<i>Quanto aos elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio.....</i>	68
2.5.4	<i>Quanto ao reforço com fibras sintéticas em situação de incêndio</i>	68

3	ESTUDO DOS SISTEMAS DE CONEXÃO	69
3.1	CONFIGURAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONEXÃO	69
3.2	ANÁLISE EXPERIMENTAL	72
3.2.1	<i>Materiais</i>	72
3.2.1.1	Madeira.....	72
3.2.1.2	Concreto	74
3.2.2	<i>Método de ensaio.....</i>	75
3.2.3	<i>Resultados e Discussões.....</i>	77
3.3	ANÁLISE NUMÉRICA.....	87
3.3.1	<i>Configuração do modelo.....</i>	87
3.3.2	<i>Malha de elementos finitos.....</i>	87
3.3.3	<i>Condições de contorno e carregamento.....</i>	90
3.3.4	<i>Modelos constitutivos.....</i>	90
3.3.4.1	Madeira.....	91
3.3.4.2	Concreto	92
3.3.4.3	Aço	96
3.3.4.4	Material rígido das placas de apoio e carregamento	96
3.3.5	<i>Interações entre os materiais</i>	96
3.3.6	<i>Resultados e discussões.....</i>	99
3.3.6.1	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais	99
3.3.6.2	Análise dos resultados numéricos	103
3.4	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO.....	109
4	ESTUDO DAS VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE	110
4.1	CONFIGURAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	110
4.2	MATERIAIS E MÉTODOS	112
4.2.1	<i>Propriedades dos materiais.....</i>	112
4.2.1.1	Madeira.....	113

4.2.1.2	Concreto	117
4.2.1.3	Fibras de vidro.....	118
4.2.2	<i>Metodologia experimental</i>	120
4.3	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	123
4.3.1	<i>Forças e modos de ruptura</i>	123
4.3.2	<i>Comportamento força x deslocamento vertical</i>	129
4.3.3	<i>Comportamento força x deslizamento relativo</i>	136
4.3.4	<i>Deformações na seção transversal</i>	138
4.3.5	<i>Comparação com modelo teórico</i>	142
4.4	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO	144
5	ESTUDO DAS VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	145
5.1	CONFIGURAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	145
5.2	MATERIAIS E MÉTODOS	146
5.2.1	<i>Materiais utilizados</i>	146
5.2.2	<i>Metodologia experimental</i>	147
5.2.2.1	Preparação dos ensaios	147
5.2.2.2	Execução dos ensaios	153
5.3	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	154
5.3.1	<i>Observações gerais</i>	154
5.3.2	<i>Avaliação do campo térmico</i>	159
5.3.3	<i>Avaliação dos deslocamentos verticais em função do tempo de incêndio</i>	165
5.3.4	<i>Avaliação dos deslizamentos relativos em função do tempo de incêndio</i>	169
5.4	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO	170
6	CONCLUSÕES	173
6.1	ESTUDO DO SISTEMA DE CONEXÃO	173
6.2	ESTUDO DAS VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE.....	174

6.3	ESTUDOS DAS VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	176
6.4	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	178
	REFERÊNCIAS	179
	APÊNDICE A	188

Capítulo 1

Introdução

A preocupação com a redução dos impactos ambientais gerados pelas construções, a necessidade de utilização de elementos estruturais de qualidade e o incremento do uso de recursos renováveis faz da madeira proveniente de reflorestamento, e respectivos derivados, uma ótima matéria-prima para o emprego na construção civil. Dentre os derivados da madeira, pode-se destacar a Madeira Lamelada Colada (MLC, ou em inglês *glulam – Glued Laminated Timber*), um produto manufaturado formado pela colagem de lamelas de madeira por meio de adesivos estruturais específicos, de modo que as fibras de todas as lamelas sejam paralelas ao comprimento da peça estrutural obtida.

Em Icimoto (2013) se destaca, enquanto vantagens da MLC, o menor uso da madeira serrada, a quase total utilização da matéria-prima, a redução de defeitos presentes nas peças de madeira serrada, aumentando a qualidade do produto final, bem como a boa relação resistência/peso. No entanto, no Brasil, todo o potencial da MLC ainda não é plenamente explorado, necessitando da união de esforços de pesquisadores, arquitetos, engenheiros e indústria para a sua maior disseminação.

Uma opção para utilização de vigas de MLC é o seu emprego na confecção de vigas mistas de madeira e concreto, as quais são formadas por vigas de madeira unidas a lajes de concreto armado por meio de conectores de cisalhamento, de forma que o concreto resiste essencialmente aos esforços de compressão, enquanto a madeira resiste predominantemente aos esforços de tração, promovendo um dimensionamento mais eficiente da estrutura, visto que se procura aproveitar as melhores qualidades mecânicas dos materiais empregados (YEOH *et al.*, 2011a). O campo de aplicação das estruturas mistas de madeira e concreto é bem amplo, podendo ser empregado na revitalização de prédios históricos, na construção de novas edificações, bem como na superestrutura de pontes, passarelas e viadutos.

Em Yeoh *et al.* (2011a) são destacadas algumas vantagens dos sistemas mistos de madeira e concreto em estruturas. Quando comparadas aos pisos de madeira, as estruturas mistas de madeira e concreto resultam mais rígidas, com melhor desempenho acústico, melhor

isolamento térmico, maior durabilidade e maior resistência ao fogo. Em relação aos elementos de concreto armado, nas vigas mistas de madeira e concreto ocorre a substituição de um material com baixo desempenho à tração (concreto) por outro mais resistente (madeira), sua construção é mais rápida, há redução da carga imposta à fundação, possibilidade de uso da madeira como elemento decorativo, menor custo energético e redução da emissão de dióxido de carbono.

Problemas relacionados à degradação da estrutura devido ao avanço de sua idade, bem como a baixa eficiência dos elementos estruturais, contribuíram para o avanço de técnicas de reforço estrutural. Os reforços de fibras com polímeros (FRP – *Fibers Reinforced Polimers*) são materiais compósitos formados pela união de fibras sintéticas, incluindo vidro, carbono e aramida (tendo as duas primeiras maior destaque na literatura), que conferem resistência ao conjunto; juntamente com uma matriz polimérica, que mantém as fibras juntas, transferem forças para as fibras e as protegem contra efeitos ambientais. O FRP pode ser utilizado em uma diversidade de materiais estruturais, incluindo concreto, aço e madeira.

Conforme descrito em Corradi *et al.* (2017), em Dagher (2000) e em Lie, Xie e Tsai (2009), alguns fatores são favoráveis à utilização do FRP como reforço estrutural, tais como: *não sofre corrosão, é um material leve e de fácil aplicação, possui elevada relação resistência-peso, além do elevado módulo de elasticidade.* Quando aplicados às estruturas de madeira, os reforços poliméricos podem ser usados na reabilitação de estruturas degradadas, além da construção de novas estruturas, conferindo maior resistência ao elemento reforçado.

Estudos, conforme Chajes *et al.* (1995), Miotto (2009), Premrov e Dobrila (2012), apontam que as estruturas mistas de madeira e concreto reforçadas com FRP na região tracionada apresentam ganho expressivo de resistência e rigidez quando comparadas às estruturas unicamente de madeira. Isso torna esta solução estrutural interessante para aplicação em diversos casos, como, por exemplo, para vencer grandes vãos ou em situações em que haja limitações quanto as dimensões do elemento estrutural.

No entanto, por mais vantajoso que um sistema estrutural seja em condições normais de uso, também se faz necessário ter conhecimento do seu comportamento quando submetido a temperaturas elevadas, cujo estudo fica atrelado à engenharia de segurança contra incêndio. Segundo Frangi e Fontana (2010), a segurança contra o incêndio deve ser considerada como uma exigência básica de uma edificação.

De acordo com Frangi e Fontana (2010) e Östman, Brandon e Frantzich (2017), a segurança contra o incêndio engloba os seguintes objetivos: *a estrutura deve resistir ao incêndio por um período mínimo de tempo; o desenvolvimento e propagação do fogo devem*

ser limitados; a disseminação do fogo para as edificações vizinhas deve ser limitada; deve ser considerada a segurança dos ocupantes e da equipe de resgate; devem ser limitadas as perdas financeiras.

Com base no exposto anteriormente, se destaca que o presente trabalho foi composto por análises experimentais de vigas mistas de madeira e concreto, em que foram utilizadas vigas de MLC provenientes de florestas plantadas, avaliando a influência do sistema de conexão, do emprego de reforço com fibras de vidro e da espécie de madeira no comportamento do elemento estrutural, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Os conectores de cisalhamento foram produzidos a partir de barras de aço CA-50, associados ou não a entalhes. As vigas de MLC foram produzidas a partir de uma espécie folhosa, *Eucalyptus grandis*, e de uma conífera, *Pinus taeda*. Com esta pesquisa procurou-se aprofundar o conhecimento sobre este sistema construtivo e contribuir para a disseminação do uso desta solução estrutural.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é a avaliar o desempenho estrutural de vigas mistas de madeira e concreto, com e sem reforço de fibras de vidro, em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Para isto, devem ser atingidos os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar numérica e experimentalmente conectores de cisalhamento que podem ser empregados para a ligação entre a madeira e o concreto;
- Avaliar experimentalmente a influência do tipo de conexão no comportamento estrutural do elemento, em temperatura ambiente e em situação de incêndio;
- Avaliar experimentalmente a eficiência do reforço com fibras de vidro no sistema estrutural, em temperatura ambiente e em situação de incêndio;
- Avaliar experimentalmente a influência da espécie de madeira no comportamento termoestrutural do elemento misto.

1.2 JUSTIFICATIVA

Os estudos desenvolvidos até o momento em estruturas mistas de madeira e concreto mostram que essa solução estrutural se apresenta bastante vantajosa do ponto de vista técnico, possibilitando a sua aplicação em diversas situações. Além do ponto de vista técnico, deve-se destacar as suas vantagens do ponto de vista ambiental. A aplicação deste tipo de estrutura possibilita a redução do volume de concreto nas construções, diminuindo impactos ambientais, com a substituição parcial deste material por madeira, que é um material renovável, abundante,

desde que tomados os devidos cuidados com a exploração baseado no manejo florestal sustentável ou recompondo-se áreas de florestas plantadas, e cuja produção provoca pouco impacto ambiental.

No entanto, de acordo com Östman, Brandon e Frantzich (2017), o fato de a madeira ser um material combustível faz com que o seu uso como material de construção seja limitado por alguns códigos normativos, principalmente para a construção de edifícios maiores e mais altos. Com isso, são necessários estudos para comprovar a eficiência de sistemas estruturais de madeira em situação de incêndio, facilitando a disseminação do seu uso.

É possível observar que recentemente houve um aumento no número de trabalhos científicos, a nível internacional, relacionados à avaliação termoestrutural de elementos mistos de madeira e concreto, evidenciando o interesse nesta composição estrutural. Hozjan *et al.* (2019) apontam a necessidade de mais análises experimentais em elementos mistos de madeira e concreto, principalmente em relação a diferentes tipos de sistemas de conexão. Os autores ainda destacam a ausência de ensaios termoestruturais em elementos mistos empregando ligações coladas. No presente trabalho, foram realizadas análises, em temperatura ambiente e situação de incêndio, de vigas mistas com ligações produzidas a partir de barras de aço coladas.

Deve-se destacar também que essa necessidade de análise de elementos mistos de madeira e concreto é ainda mais evidente no cenário brasileiro. A quantidade de estudos acerca dos elementos estruturais de madeira em situação de incêndio, em contexto nacional, é bem limitada, o que prejudica a evolução de normatizações e a maior disseminação do seu uso, apesar de todos os aspectos favoráveis à sua utilização.

Há ainda análises de reforços estruturais com fibras sintéticas, as quais vêm ganhando atenção na indústria da construção civil (com aplicações em estruturas de concreto armado, aço e madeira), em situação de incêndio. A utilização de reforços com fibras sintéticas na madeira traz algumas vantagens ambientais e econômicas, como por exemplo: *redução do volume de madeira utilizada e maior aproveitamento dos recursos florestais utilizando madeiras de forma racional.*

Apesar das vantagens obtidas com utilização de reforços com fibras sintéticas, há a necessidade de se conhecer seu comportamento em situações de incêndio. A maioria dos estudos de reforços com fibras sintéticas em situação de incêndio são feitas em estruturas de concreto armado. Existem alguns poucos estudos acerca do comportamento termoestrutural de vigas de madeira reforçadas com fibras sintéticas, não tendo sido encontrada, contudo,

referências relacionadas a análise em situação de incêndio de elementos mistos de madeira e concreto reforçados com fibras sintéticas, sendo esse um tema abordado na presente pesquisa.

1.3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O desenvolvimento do presente trabalho compreendeu levantamento teórico e análises experimentais e numéricas. No levantamento teórico foi feita uma revisão bibliográfica por meio de pesquisas disponíveis na literatura nacional e estrangeira, com o objetivo de melhor compreender os elementos em estudo, como também para orientar na definição das dimensões dos elementos e dos parâmetros importantes a serem analisados. Já as análises experimentais, divididas em três etapas, foram realizadas no Laboratório de Estruturas (LE) e no Laboratório de Madeira e Estruturas de Madeira (LaMEM), ambos localizados no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo (USP).

Em uma primeira etapa foram avaliados os conectores de cisalhamento a serem empregados na confecção das vigas mistas de madeira e concreto. Esses conectores foram formados por barras de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro, as quais foram coladas em furos na madeira por meio de resina epóxi. Foram avaliados cinco tipos de conectores, variando a inclinação das barras de aço (retas ou a 45°), a presença ou ausência de entalhes, e no caso de ligações com entalhes, o seu formato (retangular ou triangular). Esses conectores foram avaliados a partir de ensaios *push out*, tendo sido utilizada MLC de *Eucalyptus grandis* para a produção dos corpos de prova. A partir desses ensaios foram escolhidos dois tipos de ligações, levando-se em consideração fatores como resistência e rigidez, bem como aspectos ligados à sua produção. Após a escolha das ligações, foram realizadas as duas etapas seguintes da análise experimental.

Em uma segunda etapa foram produzidas as vigas mistas de madeira e concreto, as quais foram ensaiadas à flexão, para a análise da influência do tipo de ligação e do reforço com fibras de vidro no comportamento estrutural em temperatura ambiente. Por sua vez, na terceira etapa foram realizados os ensaios dos elementos estruturais submetidos ao fogo. Nesta etapa vigas mistas de madeira e concreto foram ensaiadas à flexão dentro do forno horizontal disponível no Laboratório de Estruturas da EESC/USP para a análise da influência do tipo de ligação, da presença de reforço com fibras de vidro e da espécie de madeira no comportamento termoestrutural de elementos mistos de madeira e concreto. Nessas duas etapas, as vigas de MLC foram produzidas a partir das espécies *Eucalyptus grandis* e *Pinus taeda*.

As análises numéricas foram feitas no programa de elementos finitos *Abaqus*, disponível no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC. Os modelos numéricos foram elaborados apenas para o estudo do sistema de conexão. A estratégia de modelagem numérica desenvolvida levou em consideração as não linearidades físicas dos materiais, tendo sido validada a partir dos resultados experimentais obtidos nesta pesquisa.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No **Capítulo 1** foi apresentada uma breve introdução ao tema, sendo abordada a justificativa e os objetivos da pesquisa, bem como os procedimentos metodológicos empregados.

No **Capítulo 2** foi apresentado o referencial teórico, abordando temas relacionados às estruturas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente, como sistema de conexão e análises de elementos estruturais, à aplicação de reforço em estruturas de madeira, ao comportamento das estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio, tratando também sobre os principais aspectos da madeira quando submetida ao fogo, e ao comportamento das fibras sintéticas quando submetidas a temperaturas elevadas.

O **Capítulo 3** foi dedicado ao estudo dos sistemas de conexão. Primeiramente foram apresentados aspectos da análise experimental, como materiais utilizados, método de ensaio e resultados obtidos. Em seguida foram apresentadas as estratégias de modelagem numérica empregada, bem como os resultados dessas simulações.

No **Capítulo 4** foram abordados os estudos referentes às vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente. Primeiramente foram apresentadas as características dos elementos estruturais analisados, os materiais utilizados e aspectos acerca da metodologia experimental. Em seguida foram apresentados os resultados obtidos, bem como as respectivas discussões.

O **Capítulo 5** foi dedicado ao estudo das vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. Em princípio, foram apresentadas as características dos elementos estruturais analisados, os materiais utilizados, bem como a metodologia de análise experimental em temperaturas elevadas. Logo após, foi realizada a análise dos resultados e as discussões.

Por fim, no **Capítulo 6** foram apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento da pesquisa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Referencial Teórico

Neste capítulo são apresentados aspectos importantes sobre as estruturas mistas de madeira e concreto e sobre o reforço com fibras sintéticas, ambos em temperatura ambiente e em situação de incêndio, de acordo com a literatura consultada acerca desses temas. Inicialmente são abordadas as estruturas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente, discutindo-se aspectos gerais sobre esse tipo de elemento estrutural, possíveis sistemas de conexão, e análise a partir de simulações numéricas e modelo teórico. Em seguida são expostos estudos acerca do reforço de estruturas de madeira, bem como estruturas mistas de madeira e concreto, com fibras sintéticas.

Na sequência são apresentados estudos relacionados aos elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio, destacando-se o comportamento da madeira quando submetida ao fogo e análises experimentais, numéricas e analítica sobre o tema. Logo após, são expostos estudos sobre o comportamento das fibras sintéticas quando submetidas a temperaturas elevadas. Por fim, são discutidas considerações gerais acerca das referências consultadas.

2.1 ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE

Nesta seção, são apresentados trabalhos disponíveis na literatura que abordam aspectos gerais dos elementos mistos de madeira e concreto, sobre o sistema de conexão, a respeito das análises numéricas, como também no que se refere ao método de dimensionamento.

2.1.1 Generalidades

Yeoh *et al.* (2011a) afirmam que para o sistema misto de madeira e concreto ser eficiente deve satisfazer aos seguintes critérios: a linha neutra deve estar posicionada próxima à interface madeira-concreto, o sistema de conexão deve ser rígido e resistente o suficiente para transferir

as forças de cisalhamento e garantir a ação conjunta dos materiais e a madeira deve ser capaz de resistir aos esforços solicitantes de flexão.

Segundo Ceccotti (1995), as estruturas mistas de madeira e concreto conseguem ser duas vezes mais resistentes e de três a quatro vezes mais rígidas do que uma estrutura unicamente de madeira. Em Miotto (2009) foi observado, por meio de análises experimentais, que os deslocamentos verticais de vigas de MLC atingiram valores até 144,4% superiores aos deslocamentos verticais de vigas mistas de MLC-concreto.

Segundo Van der Linden (1999), a resistência e a rigidez da madeira são os fatores mais importantes no comportamento de elementos mistos de madeira e concreto, enquanto que as propriedades do concreto apresentam pouca influência. O autor também destaca que os conectores de cisalhamento são componentes fundamentais neste tipo de estrutura, visto que influenciam na rigidez e resistência dos elementos mistos, além de serem capazes de garantir ductilidade ao componente estrutural, desde que não apresentem ruptura frágil.

Em Soriano (2001) foram avaliadas vigas mistas de madeira e concreto confeccionadas com sistema de ligação flexível (o qual permite deslocamento relativo entre a madeira e o concreto), formado por pregos com diâmetro igual a 5,4 mm; com sistema de ligação rígido (no qual os elementos são considerados rigidamente conectados), empregando resina epóxi *Sikadur 32*; e sem sistema de conexão. Foi constatado que ao se empregar o sistema de ligação flexível as flechas foram reduzidas em aproximadamente 40% em relação à viga sem sistema de conexão. Além disso, foi observado que o sistema de ligação por adesivo epóxi se apresentou mais rígido que o sistema de conexão com pregos, entretanto, a sua ruptura ocorreu sem aviso, caracterizando, portanto, uma ruptura frágil.

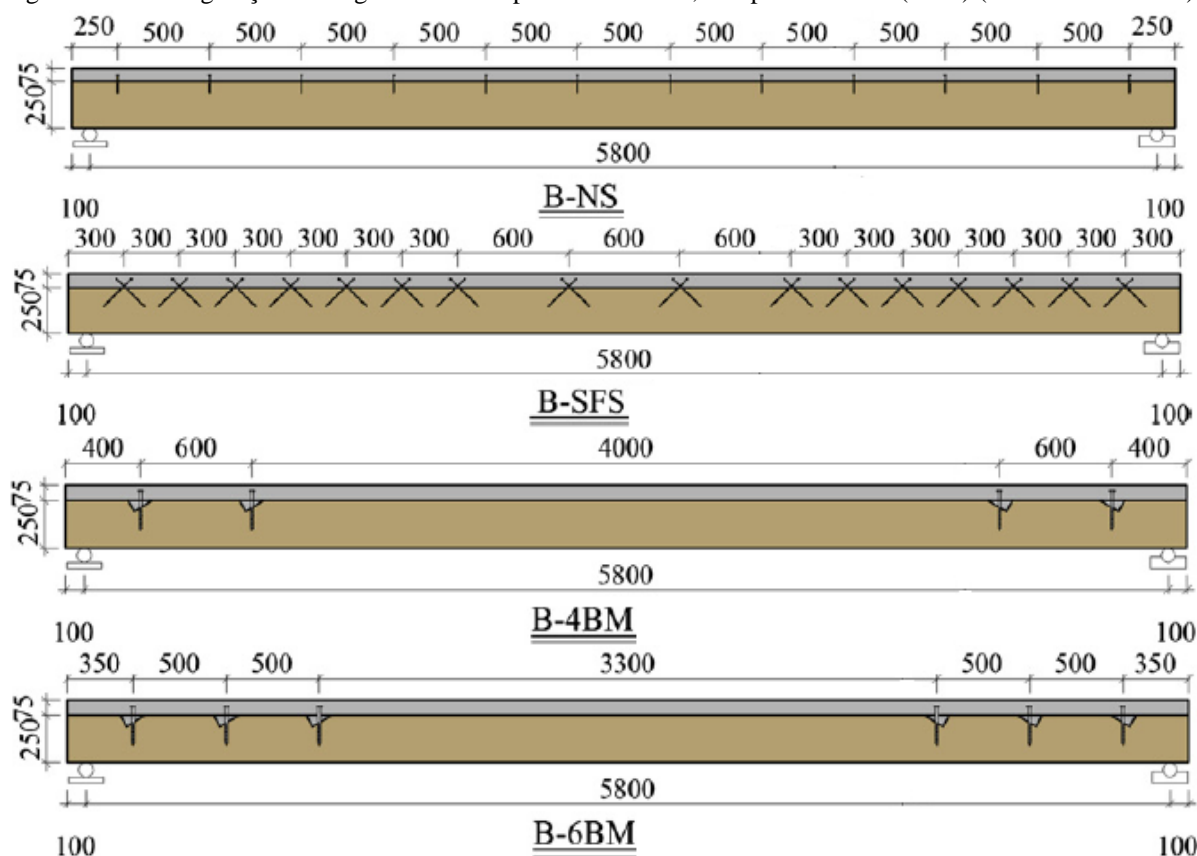
Em Segundinho (2005) se procedeu à avaliação de laje mista de madeira e concreto com dimensões iguais a 400×170 cm empregando-se vigas roliças de madeira da espécie *Eucalyptus urophylla*. O sistema de conexão foi composto por barras de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro, posicionadas perpendicularmente às fibras da madeira e espaçadas a cada 15 cm. Durante o ensaio, o carregamento foi aplicado em várias posições da parte central do elemento estrutural, simulando as ações em um tabuleiro de ponte. De acordo com o mesmo autor, a mesa de concreto armado foi importante na distribuição dos esforços em toda a seção transversal do tabuleiro misto de madeira e concreto. Além disso, a comparação dos resultados obtidos com a suposição do elemento estrutural sem sistema de conexão apresentou um aumento da rigidez igual a 3,2 vezes. O autor relatou como modo de ruptura do elemento estrutural a punção da laje, tendo sido observado nesse momento carregamento igual a 285 kN e flecha igual a 8 cm.

Em Molina e Calil Junior (2018a) procedeu-se a avaliação de vigas mistas de madeira e concreto, em cujo sistema de conexão foram empregadas barras de aço CA-50 com 12,7 mm de diâmetro. A forma como estes conectores foram fixados à viga de madeira variou: em alguns elementos as barras de aço foram coladas por meio de resina epóxi, enquanto em outros elementos as barras de aço foram fixadas por pré-furação, sem emprego de resina. Os autores observaram que a ruptura dos elementos estruturais ocorreu por fissuração do concreto, falha da fibra inferior da madeira por tração e esmagamento do concreto sob compressão no meio do vão. Os autores ainda constataram que as vigas com barras de aço coladas apresentaram maiores rigidezes e resistências que as vigas mistas com barras de aço fixadas por pré-furação.

Em Denouwé *et al.* (2018) foram realizados ensaios de flexão a quatro pontos em vigas mistas de madeira e concreto com 2,40 m de vão e conectadas por meio dos seguintes sistemas de ligação: barras de aço com 12 mm de diâmetro espaçadas a cada 20 cm (vigas PTR20); barras de aço com 12 mm de diâmetro espaçadas a cada 10 cm (vigas PTR10); associação de barras de aço com 12 mm de diâmetro com entalhes triangulares espaçadas a cada 30 cm (vigas PTNR30). Segundo os autores, a falha dos elementos estruturais foi caracterizada pela ruptura na tração da madeira, tendo as vigas PTR20 e PTR10 um comportamento dúctil até a ruptura, enquanto que as vigas PTNR30 tiveram um comportamento linear até a força máxima. Os pesquisadores ainda obtiveram as seguintes rigidezes experimentais: $4,9 \times 10^{11}$ N.mm² para as vigas PTR20, $5,8 \times 10^{11}$ N.mm² para as vigas PTR10 e $7,8 \times 10^{11}$ N.mm² para as vigas PTNR30.

Khorsandnia, Valipour e Crews (2012) realizaram ensaios de flexão a quatro pontos em vigas mistas de madeira e concreto variando os sistemas de conexão. Nas vigas denominadas B-NS foram usados parafusos com diâmetro igual a 5 mm posicionados perpendicularmente às fibras da madeira, nas vigas denominadas B-SFS foram usados parafusos com diâmetro igual a 6 mm inclinados a 45° e formando um “X” e nas vigas denominadas B-4BM e B-6BM foram utilizados parafusos com diâmetro igual a 16 mm, posicionados perpendicularmente às fibras da madeira, associados à entalhes triangulares, havendo a variação de espaçamento dos conectores entre as vigas. A Figura 2.1 esquematiza as configurações de vigas mistas analisadas no referido trabalho. As vigas foram avaliadas em serviço, constatando que a viga B-NS apresentou a menor rigidez, sendo próxima ao comportamento sem efeito de composição. Por outro lado, a viga com ligação B-SFS apresentou a maior rigidez, e o comportamento foi semelhante ao de um elemento estrutural rigidamente conectado. Foi possível observar que as rigidezes das vigas B-4BM e B-6BM foram, respectivamente, 10% e 5% inferiores à da viga B-SFS.

Figura 2.1 – Configuração das vigas analisadas por Khorsandnia, Valipour e Crews (2012) (dimensões em mm)



Fonte: adaptado de Khorsandnia, Valipour e Crews (2012)

Em Yeoh, Fragiacomio e Deam (2011) foram realizadas uma série de análises experimentais em vigas mistas de madeira e concreto. Comparando duas vigas com mesmo sistema de conexão (entalhes retangulares com 150 mm de comprimento associado a um parafuso) sendo que em uma viga foram empregados 6 conectores, enquanto que na outra foram empregados 10 conectores, os autores observaram que a viga com maior número de conectores foi, aproximadamente, 1,2 vezes mais rígida e resistente. Segundo os pesquisadores, na viga com 10 conectores foi observada a redistribuição dos esforços de cisalhamento após a plastificação do primeiro conector, o que garantiu maior ductilidade ao elemento estrutural.

Analisando duas vigas com mesmo número de conectores (10), sendo que uma utilizou entalhes retangulares e a outra utilizou entalhes triangulares, em ambos os casos associados a um parafuso, na última referência se destaca que não encontraram diferenças significativas quanto à resistência e à rigidez dos elementos estruturais. Segundo os autores, desde que os sistemas de ligação tenham resistências similares, os conectores de cisalhamento não interferem na performance das vigas mistas de madeira e concreto.

Ao comparar uma viga com 10 entalhes com comprimento igual a 150 mm a outra com 6 entalhes com comprimento igual 300 mm, Yeoh, Fragiacomio e Deam (2011) constataram que

a rigidez e o nível de composição das estruturas eram praticamente os mesmos. Entretanto, ao comparar a viga com 6 entalhes com 300 mm de comprimento a uma outra com 6 entalhes com 150 mm de comprimento, os autores observaram que a solução com os entalhes mais longos se apresentou 30% mais rígida, e que o nível de composição do elemento estrutural foi maior.

Analisando vigas mistas de madeira e concreto conectadas por parafusos dispostos em “X”, Molina, Silva e Vasconcelos (2015) constataram que enquanto a viga trabalha dentro do regime linear, a região dos conectores pode atingir a resistência última devido à concentração de tensão existente nessa região. Os autores constataram que os parafusos tracionados provocaram embutimento na madeira, enquanto que os comprimidos, além do embutimento na madeira, formaram rótulas plásticas. Adicionalmente, os autores compararam as rigidezes obtidas experimentalmente com a rigidez analítica obtida por meio do modelo de Mohler, o qual é utilizado no dimensionamento deste tipo de elemento estrutural. Foi observado que para carregamentos em serviço as diferenças nos valores da rigidez foram de aproximadamente 2,6%, enquanto que para valores últimos de força foram observadas diferenças de até 32% no valor da rigidez.

2.1.2 *Sistemas de conexão*

Os conectores de cisalhamento influenciam diretamente na distribuição de esforços e nos deslocamentos dos elementos mistos de madeira e concreto, sendo, portanto, um componente importante neste tipo de estrutura. Há uma grande variedade de conectores de cisalhamento utilizados para garantir a interação entre a madeira e o concreto, destacando-se os pinos (tais como as barras de aço, os parafusos, os pregos e as cavilhas), os entalhes, as placas de cisalhamento e os adesivos (YEOH et al., 2011a).

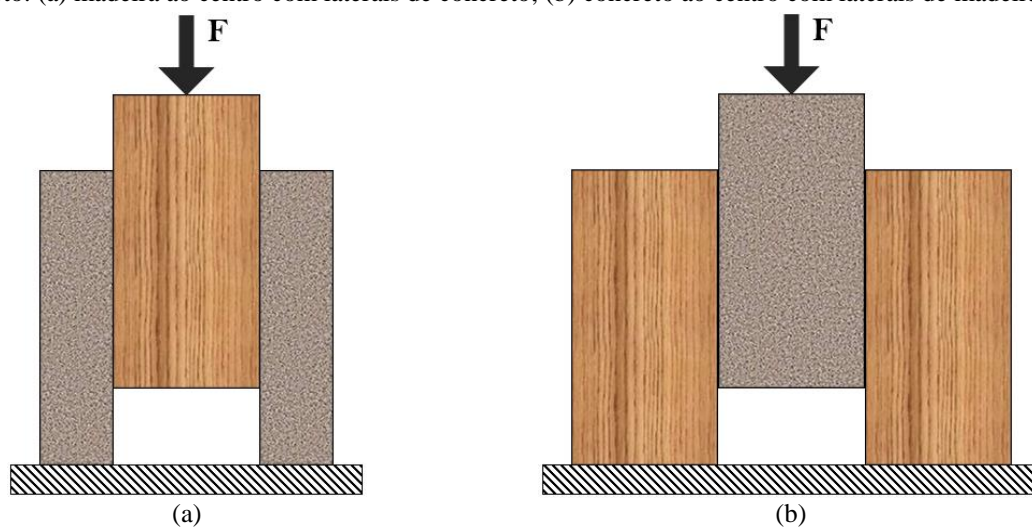
De acordo com Marchi, Scotta e Pozza (2017), o sistema de conexão deve ser devidamente caracterizado e precisa ter resistência e rigidez suficientes para garantir o correto funcionamento do sistema misto. Tal caracterização é feita por meio de ensaios de cisalhamento do tipo *push-out*, os quais fornecem a curva de força versus deslizamento da conexão, possibilitando a determinação da capacidade de carga (resistência) e do módulo de deslizamento (rigidez) da ligação.

Apesar da importância dos ensaios de ligações em estruturas mistas de madeira e concreto, esses carecem de uma norma padronizando a sua preparação e execução. Desta forma, na literatura são encontrados diversos arranjos de corpos de prova para a avaliação das ligações

mistas de madeira e concreto. Segundo Monteiro, Dias e Negrão (2012), as configurações de ensaio mais utilizadas são a do tipo cisalhamento duplo e cisalhamento assimétrico.

A configuração do tipo cisalhamento duplo é composta por três elementos conectados por dois dispositivos de ligação, cada um associado a um plano de cisalhamento, existindo duas variações: uma peça central de madeira com duas peças laterais de concreto (Figura 2.2a) ou uma peça central de concreto com duas peças laterais de madeira (Figura 2.2b). O arranjo com a peça central de madeira é mais comum (MONTEIRO, DIAS, NEGRÃO, 2012).

Figura 2.2 - Corpos de provas do tipo cisalhamento duplo para ensaios *push-out* de ligações mistas de madeira e concreto: (a) madeira ao centro com laterais de concreto; (b) concreto ao centro com laterais de madeira.

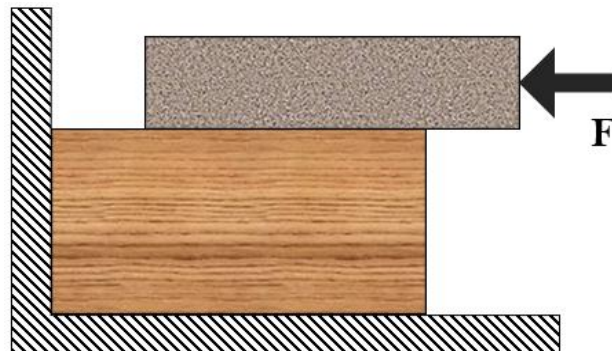


Fonte: o autor

De acordo com Monteiro, Dias e Negrão (2012), o segundo tipo de configuração mais encontrado, o de cisalhamento assimétrico, é formado pela união de um elemento de madeira a um elemento de concreto por um sistema de conexão, estando ilustrado na Figura 2.3. Dentro desses dois grupos de configuração dos corpos de prova, ainda é possível encontrar diferenças referentes às dimensões dos elementos, ao número de conectores de cisalhamentos, e às condições de apoio e carregamento, por exemplo.

Com relação aos tipos de ligações empregadas, os conectores tipo pino metálicos são bastante utilizados para a conexão de sistemas mistos de madeira e concreto, resultando em solução econômica e de fácil aplicação, sendo uma das formas de conexão mais empregada no Brasil e cuja a literatura traz mais estudos.

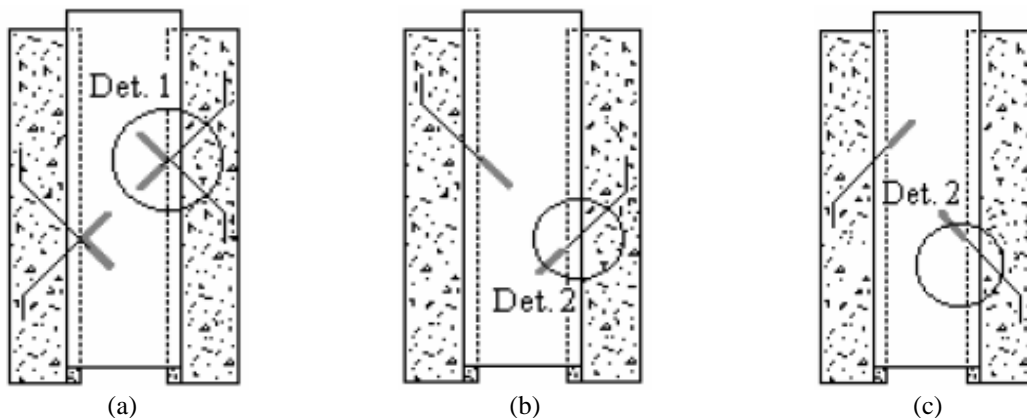
Figura 2.3 - Corpos de provas do tipo cisalhamento assimétrico para ensaios *push-out* de ligações mistas de madeira e concreto



Fonte: o autor

Em Pigozzo (2004) foram analisadas ligações mistas de madeira e concreto por meio de ensaios *push-out* com a configuração indicada na Figura 2.2a, utilizando um dispositivo de ligação por plano de cisalhamento. Foram empregadas barras de aço CA-50 coladas por meio de resina epóxi Sikadur 32 à peça de madeira Eucalipto citriodora, sendo analisadas três situações: barras em formato de “X” (Figura 2.4a), barras tracionadas inclinadas a 45° (Figura 2.4b) e barras comprimidas inclinadas a 45° (Figura 2.4c). Segundo o autor, ao se comparar os pinos perpendiculares ao plano cisalhante e os conectores inclinados, no segundo caso foram observados menores embutimentos na madeira, menores esmagamentos e redução da possibilidade de fendilhamento no concreto. Além disso, pela análise dos três protótipos, o autor observou que a ruptura ocorreu pelo embutimento da barra de aço na madeira, causando grandes deslocamentos entre a madeira e o concreto. Adicionalmente, no caso das barras comprimidas, foram observadas rótulas plásticas, que limitaram a resistência da ligação. Por fim, o trabalho apresentou como solução de conexão mais eficiente e econômica a utilização de barras de aço tracionadas.

Figura 2.4 – Configuração das ligações: (a) barras em formato de “X”; (b) barras tracionadas; (c) barras comprimidas



Fonte: Pigozzo (2004)

Em Miotto e Dias (2011) foram avaliadas barras de aço como ligação para elementos mistos de madeira e concreto utilizando a configuração de ensaio da Figura 2.2a com dois conectores por plano de cisalhamento. Para a confecção dos corpos de prova foi utilizada MLC produzida com Lyptus, com resistência à compressão paralela às fibras igual a 69,4 MPa, concreto com resistência à compressão igual a 33,9 MPa e barras de aço CA-50 tracionadas formando um ângulo igual a 45° em relação às fibras da madeira, com duas configurações: ganchos com 8 mm de diâmetro e 88 mm de comprimento de ancoragem, e ganchos com 10 mm de diâmetro e 110 mm de ancoragem. Os autores observaram que os corpos de prova apresentaram como modo de ruptura a fissuração do concreto, principalmente na linha onde se localizavam os conectores, associada à flexão das barras de aço. Também foi observado que a ligação com barras de aço com o diâmetro igual a 8 mm apresentou maior módulo de deslizamento que as ligações com barras de aço com diâmetro igual a 10 mm.

No trabalho de He *et al.* (2016) foram realizados ensaios *push-out* com a configuração da Figura 2.2a utilizando um conector por plano de cisalhamento. Os corpos de prova foram produzidos com peças de MLC com resistência média à compressão paralela às fibras de 44,9 MPa e concreto com resistência média à compressão de 49,70 MPa. Os conectores foram formados por parafusos posicionados perpendiculares às fibras da madeira, tendo sido empregados três diâmetros diferentes (8 mm, 12 mm e 16 mm), como também dois comprimentos de ancoragem diferentes do conector à madeira (60 mm e 80 mm). Os autores relataram que o rompimento dos corpos de prova com os parafusos de 8 mm e 12 mm ocorreu pela plastificação dos parafusos, enquanto que para os corpos de prova com parafusos de 16 mm a ruptura ocorreu pela fissuração do concreto com a rotação dos parafusos. Ainda foi observado que a resistência e o módulo de deslizamento da ligação são diretamente proporcionais ao diâmetro do parafuso, e que a redução do comprimento do parafuso tem pouca influência na resistência da ligação, no entanto, apresenta efeito considerável no valor do módulo de deslizamento.

Análises de ligações para estruturas mistas de madeira e concreto foram apresentadas em Kozarić *et al.* (2018), utilizando a configuração de corpo de prova da Figura 2.2a com dois conectores por plano de cisalhamento. Na pesquisa foram utilizados parafusos, perpendiculares às fibras da madeira, com 10 mm de diâmetro, madeira da espécie *Abies alba* e concretos leves, os quais foram enquadrados em quatro classes: 1,2 (6,76 MPa de resistência à compressão), 1,4 (8,96 MPa de resistência à compressão); 1,6 (16,17 MPa de resistência à compressão) e 1,8 (23,48 MPa de resistência à compressão). Os autores relataram que o comportamento da curva

força em função do deslizamento relativo foi não linear, o que fez com que o módulo de deslizamento da ligação também fosse não linear. Os pesquisadores ainda pontuaram que o aumento da densidade do concreto leve provocou a elevação da resistência da ligação. Com relação ao módulo de deslizamento em serviço da ligação foi observada a diminuição do seu valor quando a densidade do concreto aumentou da classe 1,2 para a classe 1,4, enquanto que ao aumentar a densidade da classe 1,6 para a 1,8, houve uma pequena elevação desse valor.

Du *et al.* (2019) realizaram ensaios do tipo *push-out* utilizando a configuração de corpo de prova da Figura 2.2a, com dois conectores por plano de cisalhamento. Os corpos de prova empregaram MLC de Douglas fir e dois tipos de concreto, sendo concreto leve com 29,4 MPa de resistência à compressão e concreto normal com 29,2 MPa de resistência à compressão. Como conectores de cisalhamento foram usados parafusos auto atarraxantes, posicionados perpendiculares as fibras da madeira, com diâmetro variando entre 10 e 14 mm e comprimento de ancoragem na madeira variando entre 60 e 100 mm. Foi observado que o comportamento das curvas de força versus deslizamento relativo das ligações pode ser dividido em duas etapas: uma linear e outra não linear. Além disso, foi observado que, desde que a resistência à compressão seja similar, o tipo de concreto não influencia na capacidade última da ligação, e que o aumento do diâmetro e do comprimento de penetração do conector elevou a resistência da ligação. No entanto, quando a relação entre o diâmetro e o comprimento de penetração crescem até um certo valor, não é observado aumento expressivo da resistência da ligação.

Outra forma de ligação que vem ganhando destaque na literatura internacional é a associação de entalhes com pinos metálicos. Yeoh *et al.* (2009) utilizaram ensaios do tipo *push-out* com a configuração apresentada na Figura 2.2a para analisar variações típicas de ligações com entalhes, incluindo: comprimento, profundidade e forma do entalhe (trapezoidal, retangular e triangular); emprego ou não de parafuso; diâmetro do parafuso (12 ou 16 mm); e comprimento de penetração do parafuso na madeira.

Segundo Yeoh *et al.* (2009), o comprimento do entalhe influenciou significativamente na resistência da ligação, independentemente do seu formato. De acordo com os autores, a presença do parafuso também afetou significativamente a ligação. O uso do parafuso elevou de 1,5 a 2 vezes a resistência do entalhe. Com relação à rigidez, o parafuso teve pouca influência na rigidez inicial da ligação, entretanto entalhes com parafusos apresentaram rigidezes mais elevadas para níveis maiores de força. Os autores observaram ainda que o diâmetro do parafuso afetou a resistência da ligação, tendo pouco impacto na rigidez, como também que maiores comprimentos de ancoragem do parafuso na madeira elevou a rigidez e a resistência da ligação.

Além disso, os pesquisadores constaram que entalhes retangulares e triangulares com mesmo comprimento tiveram performances similares, e que o modo de ruptura predominante das ligações foi por cisalhamento do concreto e, por isso, o comprimento do entalhe e a resistência da ligação influenciam na resistência da ligação.

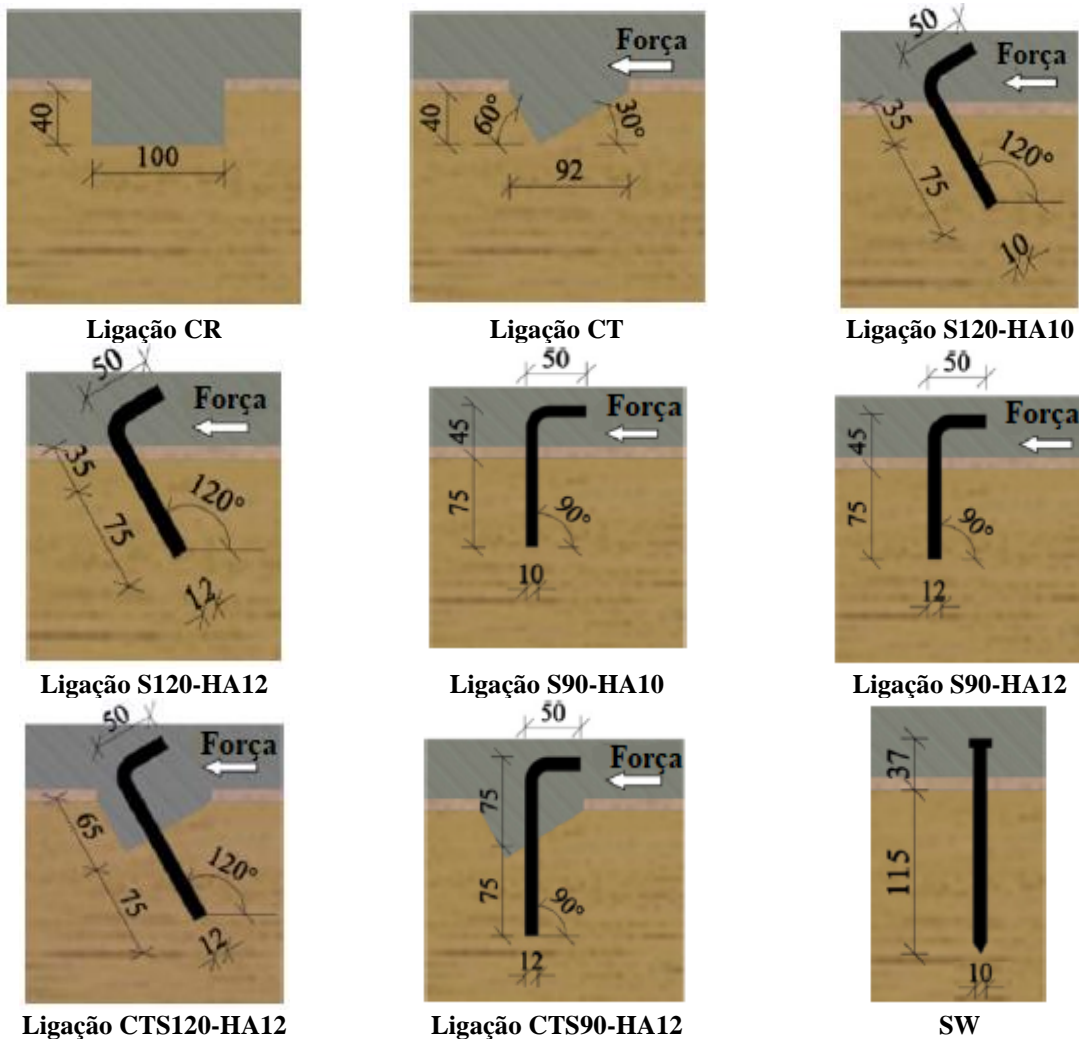
Khorsandnia, Valipour e Crews (2012) avaliaram conexões para sistemas mistos de madeira e concreto utilizando ensaios *push-out* com a configuração apresentada na Figura 2.3. Os corpos de prova foram compostos por madeira *LVL (Laminated Veneer Lumber)* com 40 MPa de resistência à compressão paralelas às fibras e concreto com 36,6 MPa de resistência à compressão, tendo sido utilizados três tipos de ligações: parafuso com 5 mm de diâmetro posicionado perpendicular às fibras da madeira (conexão NS), par de parafusos com 6 mm de diâmetro inclinados a 45° em relação às fibras da madeira (conexão SFS) e associação de entalhe triangular e parafuso com 16 mm de diâmetro (conexão BM). Segundo os pesquisadores, a conexão NS teve comportamento bastante frágil, a conexão SFS teve comportamento frágil e a conexão BM teve comportamento dúctil. Com relação à resistência, a conexão mais resistente foi a BM, seguida pelas ligações SFS e NS. Os autores ainda constataram que, para o estado limite de serviço, a rigidez das três ligações analisadas foi bem semelhante, no entanto, para o estado limite último as ligações SFS e BM apresentaram melhor performance.

Xie *et al.* (2017) avaliaram ligações formadas pela associação de entalhes com parafusos. Nos modelos experimentais foram empregadas MLC com 49,3 MPa de resistência à compressão paralela às fibras e concreto com 31,1 MPa de resistência à compressão, tendo sido adotada configuração semelhante à apresentada na Figura 2.2a, utilizando um conector por plano de cisalhamento. Os entalhes foram produzidos com comprimento igual a 150 mm, largura variando entre 40 e 80 mm e profundidade variando entre 20 e 50 mm. Os parafusos empregados apresentaram diâmetros iguais a 10 mm, 13 mm e 16 mm e foram posicionados perpendiculares às fibras da madeira. Segundo os autores, o carregamento provocou a ruptura dos corpos de prova pelo deslizamento entre a madeira e o concreto, sendo observada a flexão do pino metálico e fissuras na madeira. Além disso, foi constatado que a resistência e o módulo de deslizamento da ligação foram praticamente proporcionais à raiz quadrada do diâmetro do parafuso e também foram proporcionais às dimensões do entalhe.

No trabalho de Djoubissie *et al.* (2018) foram realizados ensaios do tipo *push-out* utilizando a configuração de corpo de prova apresentada na Figura 2.3, em diversos tipos de ligações, incluindo: barras de aço (variando o diâmetro da barra entre 10 mm e 15 mm e o

ângulo a qual foi posicionada entre 90° e 120°), entalhes (variando entre o formado retangular e triangular), associação de entalhes com barras de aço (variando o ângulo de posicionamento da barras de aço entre 90° e 120°) e com parafuso com diâmetro igual a 10 mm. A Figura 2.5 ilustra as ligações analisadas no referido trabalho. Nos corpos de prova foram utilizados madeira da espécie *Entandrophragma candollei* e concreto com 25,1 MPa de resistência à compressão.

Figura 2.5 – Ligações mistas madeira e concreto analisadas por Djoubissie *et al.* (2018)



Fonte: adaptado de Djoubissie *et al.* (2018)

Foi observado que a ruptura das ligações com entalhes (CR e CT) foi governada pelo cisalhamento do concreto na interface madeira-concreto. Para as ligações com barras de aço (S120-HA10, S120-HA12, S90-HA10 e S90-HA12) foi observado, após o ensaio, a formação de rótulas plásticas nas barras de aço e seu embutimento na madeira, sendo este comportamento mais evidente nas barras posicionadas perpendicularmente às fibras da madeira. O parafuso

(ligação SW) apresentou modo de ruptura semelhante ao das barras de aço, com o adicional de ter ocorrido o seu arrancamento da laje de concreto. Nas ligações formadas pela associação de entalhes com barras de aço (CTS120-HA12 e CTS90-HA12) foi observada a ruptura por cisalhamento do concreto no entalhe e a formação de rótula plástica na barra de aço (DJOUBISSIE *et al.*, 2018).

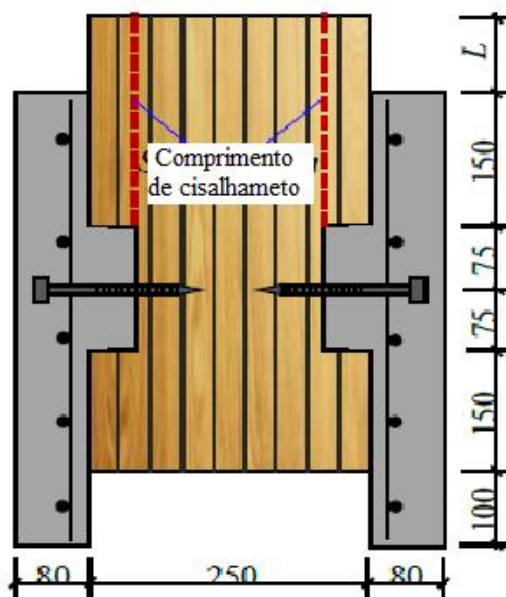
Segundo Djoubissie *et al.* (2018), o entalhe retangular (CR) apresentou resistência 23% superior ao entalhe triangular (CT), e isso foi atribuído ao maior comprimento da ligação CR. Além disso, ligações com barras de maior diâmetro, apresentaram maiores resistências. Quando comparadas a ligação com parafuso (SW) e as ligações com barras retas (S90-HA10 e S90-HA12), foi constatado que o parafuso apresentou maior resistência, que foi justificada pelo seu formato. Os pesquisadores também observaram que as ligações que associaram o entalhe com a barra de aço apresentaram maiores resistências, e que a ligação CTS120-HA12 foi 2,3 vezes mais resistente que a ligação apenas com entalhe (CT) e 2,8 vezes mais resistente que a ligação apenas com a barra (S120-HA12).

Com relação à rigidez das ligações, Djoubissie *et al.* (2018) observaram que quanto maior o diâmetro da barra, maior é a rigidez da ligação, e que essa diferença é mais evidente nas barras posicionadas a 90° do que naquelas posicionadas a 120°. Foi observado também que quanto maior é o ângulo de inclinação da barra, maior é o valor da rigidez da ligação. Os autores ainda relatam que a ligação com entalhe triangular CT é 3,6 vezes menos rígida que a ligação com entalhe retangular CR, no entanto, a adição de barra de aço com diâmetro igual a 12 mm fornece rigidez 1,5 vez inferior (ligação CST120-HA12) e 1,8 vez inferior (ligação CTS90-HA12) à ligação com entalhe retangular.

Em Jiang *et al.* (2020) foi utilizada a configuração da Figura 2.2a, com um conector por plano de cisalhamento, para analisar ligações com entalhes. Na análise foram empregados MLC de Douglas fir e dois tipos de concreto: concreto normal, com 29,2 MPa de resistência a compressão, e concreto leve, com 28,7 MPa de resistência à compressão. Nos corpos de prova também houve a variação entre utilizar ou não parafuso com diâmetro igual a 16 mm e o comprimento de cisalhamento da madeira (Figura 2.6), com valores iguais a 150 mm, 200 mm, 275 mm e 350 mm. Os autores constataram que nas ligações sem parafuso a ruptura ocorreu pelo cisalhamento do concreto do entalhe e que os corpos de prova com concreto normal atingiram maior resistência. Para os corpos de prova com parafusos, aqueles com comprimentos de cisalhamento iguais a 150 mm e 200 mm, a ruptura ocorreu por cisalhamento na madeira, enquanto aqueles com comprimentos de cisalhamento iguais a 275 mm e 350 mm a ruptura

ocorreu ou por cisalhamento do concreto no entalhe ou por compressão diagonal. Foi observado ainda que a utilização de parafusos nos entalhes melhora a resistência, a ductilidade e o comportamento após o pico da ligação, não apresentando, entretanto, grande influência no módulo de deslizamento.

Figura 2.6 – Corpo de prova misto de madeira e concreto analisado por Jiang *et al.* (2020) (indicação do comprimento de cisalhamento)



Fonte: adaptado de Jiang *et al.* (2020)

2.1.3 Análises numéricas

No trabalho de Dias *et al.* (2007) foi realizada modelagem numérica, empregando o Método dos Elementos Finitos (MEF), de corpos de prova mistos de madeira e concreto com conectores do tipo barra metálica. Para a representação das peças de madeira e de concreto e do conector de cisalhamento foram empregados elementos finitos do tipo sólido. A interação entre os materiais foi simulada utilizando-se elementos de contato com atrito.

Foi adotado modelo constitutivo elastoplástico isotrópico, com critério de resistência de von Mises, tanto para o concreto quanto para o aço. Já para a madeira foi empregado um modelo constitutivo elastoplástico ortotrópico, com critério de resistência de Hill, o qual consiste em uma extensão do critério de von Mises para materiais anisotrópicos. Como simplificação, foi admitido como igual o comportamento da madeira nas direções radial e tangencial, como também não foi feita distinção do seu comportamento na tração, o qual é elastofrágil, com o seu comportamento na compressão, o qual é elastoplástico. Os autores relataram boa estabilidade do modelo numérico até deslizamentos relativos iguais a 10 mm. Foi observado também que o modelo numérico foi capaz de descrever o comportamento das

ligações mistas de madeira e concreto com pinos metálicos, no entanto, os valores de rigidez e de resistência dos conectores foram superestimados.

Segundo Dias *et al.* (2007), o fato de o modelo ter fornecido valores de rigidez e de resistência maiores quando comparado aos valores experimentais é justificado pela adoção do comportamento perfeitamente linear até a força máxima da madeira, como também por se considerar a tensão de plastificação da madeira igual a sua resistência ao embutimento. Além disso, os autores pontuam a importância da escolha do modelo constitutivo dos materiais na obtenção de bons resultados e que a consideração da ortotropia da madeira melhora significativamente os resultados numéricos.

Molina (2008) e Molina e Calil Junior (2009) desenvolveram uma estratégia de modelagem numérica no código computacional *Ansys*, o qual é baseado no MEF, para simular o comportamento de corpos de provas mistos e vigas mistas de madeira e concreto conectados por barras de aço. Os autores empregaram elementos do tipo sólido para representar a madeira, o concreto e os conectores de cisalhamento, e elementos do tipo barra tridimensional para representar as armaduras incorporadas ao concreto. Foram ainda empregados elementos de contato para simular a interação entre os materiais.

Para representar o concreto empregou-se um modelo constitutivo multilinear com encruamento isótropo, sendo a sua ruptura definida pelo modelo *Concrete*, o qual encontrava-se disponível na biblioteca do programa computacional, e que se baseia no modelo de Willan-Warnke. Para a madeira foi admitido um comportamento ortotrópico com critério de resistência de Hill, associado ao encruamento isotrópico. Além disso, foi assumido comportamento equivalente na tração e na compressão, como também nas direções tangencial e radial. Para o aço foi utilizado modelo bilinear com encruamento isótropo e critério de plastificação de von Mises.

De acordo com Molina (2008) e Molina e Calil Junior (2009), os resultados numéricos apresentaram boa correspondência com os resultados experimentais para o carregamento de serviço, sendo capaz de simular o comportamento mecânico do sistema na fase elástica e no início da fase não linear. No entanto, o modelo não foi capaz de fornecer o comportamento do sistema para forças próximas à ruptura. Os autores também destacam a importância da consideração da ortotropia da madeira para a obtenção de bons resultados.

Monteiro, Dias e Negrão (2012) utilizaram o software *Abaqus*, o qual é baseado no MEF, para simular ligações em estruturas mistas de madeira e concreto conectadas por meio de entalhes colados. O modelo empregou elementos finitos sólidos com oito nós e integração

reduzida para representar todos os elementos. A madeira foi definida como um material ortotrópico, enquanto o concreto assumiu um comportamento isotrópico, bilinear e com critério de ruptura de von Mises. A interação dos materiais ocorreu por meio da definição de propriedades de contato tangencial e normal.

Segundo Monteiro, Dias e Negrão (2012), a curva *força versus deslizamento* obtida numericamente tem comportamento similar à experimental nos estágios iniciais de carregamento. A diferença relativa entre os valores de rigidez das ligações obtidos de maneira numérica e experimental variaram entre 7,3% e 37,4%. Os autores consideraram que em geral os resultados numéricos encontraram-se próximos aos resultados experimentais.

Analisando as tensões obtidas no modelo numérico, Monteiro, Dias e Negrão (2012) constataram que para carregamentos próximos à ruptura alguns pontos da madeira não se encontravam mais na fase elástica e, desta forma, os autores destacaram a importância da consideração da não linearidade dos materiais. Os pesquisadores aproveitaram o modelo numérico para avaliar a influência do arranjo de ensaio empregado nos ensaios de ligações mistas de madeira e concreto, tais como os das Figuras 2.2 e 2.3, constatando que a configuração do corpo de prova não tem efeito significativo nos resultados.

Fernandes (2018) utilizou o código computacional *Abaqus* para simular o comportamento estrutural de vigas mistas de madeira e concreto conectadas por pinos metálicos posicionados na vertical. Foi empregado para madeira um modelo elastoplástico ortotrópico bilinear, com critério de ruptura de Hill; para o aço foi utilizado modelo elastoplástico isotrópico bilinear com critério de resistência de von Mises; e para o concreto foi empregado o modelo *Concrete Damaged Plasticity*, o qual está disponível na biblioteca de materiais do *Abaqus*, e que considera conceitos de dado elástico e plasticidade isotrópicos para representar o comportamento inelástico do concreto.

Na representação da madeira e do concreto foram utilizados elementos finitos sólidos com interpolação linear e na representação das armaduras do concreto foram empregados elementos do tipo barra com interpolação linear. Para a representação dos conectores de cisalhamento foram desenvolvidas duas estratégias de modelagem: em uma foram empregados elementos finitos sólidos com interpolação linear, enquanto que na outra estratégia foram empregados elementos de viga com interpolação linear. Com relação à interação entre os materiais, na primeira modelagem foram definidas propriedades de contato normal e tangencial, enquanto na segunda estratégia os conectores de cisalhamento foram embutidos na madeira e no concreto (FERNANDES, 2018).

Segundo o autor, ambas as estratégias de simulação numérica desenvolvidas forneceram resultados próximos ao experimental, tanto para a estrutura em serviço quanto para a força de ruptura. Além disso, foi observado menor tempo de processamento com a utilização de elementos do tipo viga para representar os conectores de cisalhamento, ao passo que o emprego de elementos de tipo sólido para representar os conectores de cisalhamento forneceu melhor representação das tensões nas regiões dos conectores.

No trabalho de Tran *et al.* (2018) foi utilizado o código computacional *Abaqus* para a simulação de vigas mistas de madeira e concreto e de vigas mistas de madeira e aço. Os autores implementaram, por meio de uma sub-rotina, um modelo de material ortotrópico baseado no critério de Hoffman para representar a madeira na flexão. Segundo os autores foi realizada uma abordagem local baseada no acoplamento entre comportamento elástico ortotrópico e plástico anisotrópico com endurecimento e dano isotrópicos.

De acordo com os autores, os resultados obtidos por meio do modelo numérico apresentaram boa concordância com os resultados medidos experimentalmente para as vigas analisadas, sendo que a maior diferença encontrada para o estado limite último entre os resultados numérico e experimental foi igual a 5%. Além disso, os autores afirmam que o modelo numérico foi capaz de descrever o comportamento global dos elementos estruturais, tendo inclusive representado os mesmos modos de ruptura observados experimentalmente.

2.1.4 Método de dimensionamento

Segundo Ceccotti (2002), teorias clássicas de flexão de vigas não são ideais na análise de vigas mistas de madeira e concreto conectadas por ligações flexíveis devido ao deslizamento relativo entre os materiais. Desta forma, Ceccotti (2002) e a norma europeia de projeto de estruturas de madeiras, EN 1995-1-1:2004, recomendam o *Modelo de Mohler*, também denominado *Método Gama*, para o cálculo teórico das vigas mistas. Este é um modelo linear elástico que, para considerar a flexibilidade das ligações, adota uma rigidez efetiva $(EI)_{ef}$, conforme Equação 2.1.

$$(EI)_{ef} = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2 \quad \text{Equação 2.1}$$

Na Equação 2.1 os índices “c” e “w” se referem ao concreto e à madeira, respectivamente; E é o módulo de elasticidade na compressão, I é o momento de inércia da

seção transversal, A é a área da seção transversal, γ é o fator de redução da inércia e a a distância do centroide da área de cada material até a linha neutra da seção mista.

Os fatores de redução da inércia da madeira e do concreto são apresentados nas Equações 2.2 e 2.3, respectivamente. As distâncias dos centroides das áreas de madeira e de concreto à linha neutra são definidas pelas Equações 2.4 e 2.5, respectivamente. Nessas equações, s_{ef} é o espaçamento efetivo das ligações, K é o módulo de deslizamento da ligação, l é o vão (para vigas simplesmente apoiadas), e h_c e h_w parâmetros geométricos da seção transversal definidos na Figura 2.7.

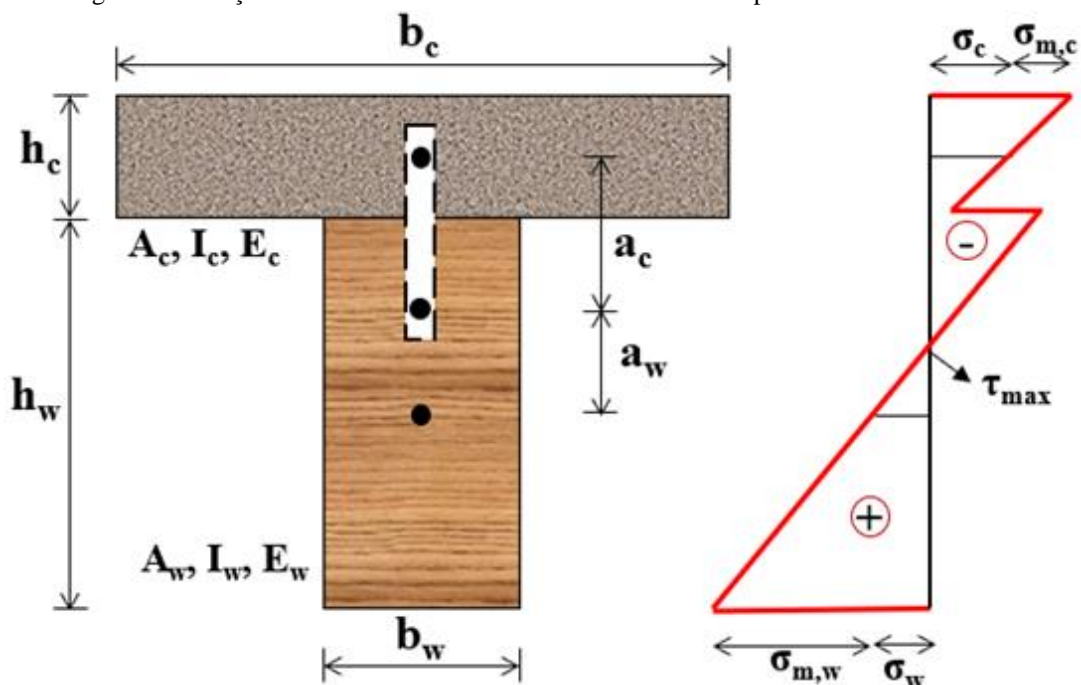
$$\gamma_w = 1,0 \quad \text{Equação 2.2}$$

$$\gamma_c = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s_{ef}}{K \cdot l^2} \right]^{-1} \quad \text{Equação 2.3}$$

$$a_w = \frac{\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot (h_c + h_w)}{2 \cdot (\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w)} \quad \text{Equação 2.4}$$

$$a_c = \left[\frac{h_c + h_w}{2} \right] - a_w \quad \text{Equação 2.5}$$

Figura 2.7 – Seção transversal mista de madeira e concreto e respectivas tensões internas



Fonte: o autor

A melhor maneira para se obter o módulo de deslizamento da ligação é por meio do ensaio de cisalhamento do tipo *push out*. Entretanto, quando não é possível a realização desse

ensaio, a norma europeia de estruturas de madeiras EN 1995-1-1:2004 apresenta algumas equações para o cálculo do módulo de deslizamento de determinados tipos de ligações. Para o caso de ligações em estruturas mistas de madeira e concreto com conectores metálicos posicionados em 90° em relação às fibras da madeira, o módulo de deslizamento em serviço é determinado pela Equação 2.6 e o módulo de deslizamento último pela Equação 2.7.

$$K_{ser} = 2 \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad \text{Equação 2.7}$$

$$\rho_m = \sqrt{\rho_c \cdot \rho_w} \quad \text{Equação 2.8}$$

Nas equações acima, K_{ser} é o módulo de deslizamento em serviço, K_u é o módulo de deslizamento último, ambos em N/mm; d é o diâmetro do pino metálico, em mm; ρ_m é a densidade média, ρ_c é a densidade do concreto, e ρ_w é a densidade da madeira, sendo estes três últimos em kg/m³.

Considerando M como sendo o momento fletor atuando na seção transversal, a tensão normal no centroide da área de concreto devida às forças normais (σ_c) é obtida por meio da Equação 2.9 e a tensão normal na extremidade da área de concreto devida ao momento fletor ($\sigma_{m,c}$) é obtida por meio da Equação 2.10. A verificação da tensão normal de compressão no concreto é realizada por meio da Equação 2.11, sendo f_c é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$\sigma_c = \gamma_c \cdot E_c \cdot a_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 2.9}$$

$$\sigma_{m,c} = 0,5 \cdot E_c \cdot h_c \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 2.10}$$

$$\sigma_c + \sigma_{m,c} \leq f_c \quad \text{Equação 2.11}$$

A tensão normal no centroide da área de madeira devida às forças normais (σ_w) é obtida por meio da Equação 2.12 e a tensão normal na extremidade da área de madeira devida ao momento fletor ($\sigma_{m,w}$) é obtida pela Equação 2.13. A verificação da tensão normal de tração na madeira é realizada por meio da Equação 2.14, sendo f_w a resistência de cálculo à tração paralela às fibras da madeira e f_m a resistência de cálculo à flexão da madeira.

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot E_w \cdot a_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 2.12}$$

$$\sigma_{m,w} = 0,5 \cdot E_w \cdot h_w \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 2.13}$$

$$\frac{\sigma_w}{f_w} + \frac{\sigma_{m,w}}{f_m} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.14}$$

Considerando V como o máximo esforço de cisalhamento atuando no elemento estrutural e f_v a resistência de cálculo ao cisalhamento paralela às fibras da madeira, a verificação ao cisalhamento na linha neutra da viga mista é realizada por meio da Equação 2.15. A verificação da força cisalhante no sistema de conexão é feita por meio da Equação 2.16, em que R_v é a resistência de cálculo ao cisalhamento no plano de corte de cada conector.

$$0,5 \cdot E_w \cdot h_w^2 \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq f_v \quad \text{Equação 2.15}$$

$$\gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c \cdot s \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \leq R_v \quad \text{Equação 2.16}$$

Para a verificação dos deslocamentos limites das estruturas mistas de madeira e concreto não há recomendações específicas. Entretanto, a norma brasileira para projeto de estruturas de madeira ABNT NBR 7190-1:2022 estabelece para uma viga simplesmente apoiada com vão igual a L o limite ($\delta_{w,lim}$) apresentado na Equação 2.17, enquanto a norma brasileira para projeto de estruturas de concreto armado ABNT NBR 6118:2014 estabelece o limite ($\delta_{c,lim}$) apresentado na Equação 2.18.

$$\delta_{w,lim} \leq \frac{L}{300} \quad \text{Equação 2.17}$$

$$\delta_{c,lim} \leq \frac{L}{500} \quad \text{Equação 2.18}$$

2.2 APLICAÇÃO DE REFORÇO COM FIBRAS SINTÉTICAS EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

Segundo Dagher (2000), a aplicação de reforço de fibras com polímeros em estruturas de madeira é justificada por diversos fatores técnicos, ambientais e econômicos, tais como:

- *Elevação da resistência e da rigidez;*

- *Aumento da ductilidade, possibilitando uma forma de ruptura mais segura;*
- *Melhoria das características de deformação lenta;*
- *Redução da variabilidade das propriedades mecânicas;*
- *Redução de efeitos de volume nas vigas de MLC;*
- *Aproveitamento de madeiras de qualidade inferior nas construções;*
- *Melhoria da eficiência estrutural e redução das dimensões dos elementos estruturais;*
- *Melhoria do comportamento em serviço;*
- *Redução de custos;*
- *Redução da pressão no suprimento de madeira.*

Em Fiorelli e Dias (2003), a aplicação de fibras de vidro ou de carbono na zona tracionada de vigas de madeira serrada se mostrou uma alternativa viável para reforço e recuperação de tais elementos estruturais. Segundo os autores, o reforço com fibras sintéticas aumentou tanto a rigidez quanto a resistência das vigas de madeira, como também aumentou a ductilidade dos elementos estruturais, por meio da redução da possibilidade de falha na tração causada por defeitos.

Fiorelli (2005) avaliou vigas de MLC produzidas a partir da espécie *Pinus caribea var. hondurensis* nas configurações sem reforço e com reforço de fibras de vidro correspondente a 1,2% e 3,3% da altura da viga. Nos elementos que receberam a fibra sintética, essa foi posicionada entre a penúltima e a última lamela. O autor observou que apesar da ruptura da última lamela, o elemento estrutural com reforço de fibras de vidro ainda tinha capacidade de suportar o carregamento, ocorrendo, após, uma segunda ruptura, a qual representava a capacidade resistente máxima do elemento. Além disso, foi observado incremento do momento fletor máximo, em relação à viga sem reforço, de até 83% para vigas com 1,2% de reforço e de até 117% para vigas com 3% de reforço.

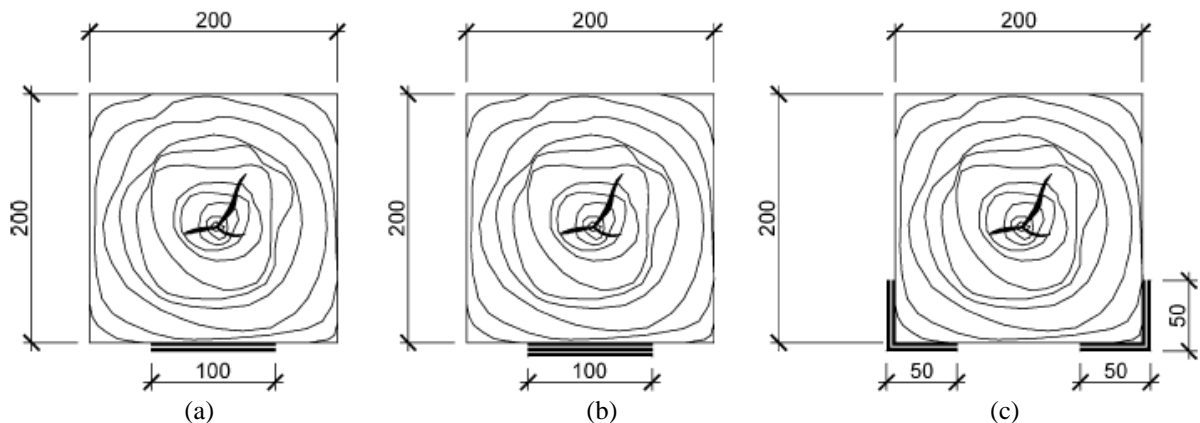
Raftery e Harte (2011) observaram que, em vigas de madeira Sitka Spruce, o emprego de fibras sintéticas com espessura igual a 1,26% da altura do elemento provocou a elevação de até 12,13% da rigidez e de até 38% do momento fletor resistente. Além disso, o FRP aumentou a ductilidade das vigas e reduziu a variabilidade dos resultados. Raftery e Rodd (2015) constataram que ao empregar reforços de fibras de vidro com espessura igual a 1,86% da altura da viga de madeira (Sitka Spruce) ocorreu uma elevação de rigidez de 18% e do momento fletor resistente de 31%.

Em Corradi *et al.* (2017) foram avaliadas vigas de madeira (*Abies alba* e *Quercus petraea*) reforçadas com fibras de carbono e de vidro. De acordo com os pesquisadores, a

aplicação de pequenas quantidades de reforço reduziu a variabilidade dos resultados e aumentou a ductilidade das vigas. Foi constatado também um pequeno aumento da rigidez das vigas, entre 5 e 15%, e um aumento significativo na resistência à flexão das vigas, chegando a valores até 122% superiores aos das vigas sem reforço. Os autores ainda apontaram que praticamente não houve diferença no ganho de resistência obtido utilizando as fibras de vidro e as fibras de carbono, apesar de as fibras de carbono apresentarem maior resistência à tração do que as fibras de vidro. Segundo os autores isto ocorreu em razão de a ruptura da viga ocorrer pela tração da madeira, o que faz com que a resistência à tração do reforço com fibra polimérica não seja completamente aproveitada, reduzindo, desta forma, a importância do incremento de resistência da fibra.

Borri, Corradi, Gazini (2005) avaliaram vigas de madeira reforçadas com fibras de carbono adotando três configurações distintas: na configuração 1, duas camadas de fibra de carbono foram aplicadas na zona tracionada da viga, com área equivalente a 0,082% da área da seção transversal (Figura 2.8a); na configuração 2, três camadas de fibras de carbono foram aplicadas na zona tracionada da viga, com área equivalente a 0,123% da área da seção transversal (Figura 2.8b); e na configuração 3, duas camadas de fibras de carbono foram aplicadas nas quinas da zona tracionada da viga, com área equivalente a 0,082% da área da seção transversal (Figura 2.8c)

Figura 2.8 – Seções transversais de vigas de madeira reforçadas com fibras de carbono: (a) configuração 1; (b) configuração 2; (c) configuração 3



Fonte: Borri, Corradi, Gazini (2005)

A utilização de duas camadas de fibra de carbono elevou em 42,3% a força de ruptura da viga em relação à solução sem reforço estrutural, enquanto o uso de três camadas de fibra de carbono elevou em 60,3% a força de ruptura dos elementos estruturais e o emprego do reforço nas quinas da viga elevou em 55,0% a força última das vigas. A presença do reforço evitou a

propagação de fissuras e limitou a ruptura local e defeitos da madeira, justificando a elevação da resistência. Além disso, foi constatado um aumento na rigidez da viga que variou no intervalo de 22,5 e 30% (BORRI; CORRADI; GAZINI, 2005).

No trabalho de Lie, Xie, Tsai (2009), vigas de madeira das espécies *T. chineses* e *C. lanceolata* foram reforçadas com fibras de carbono, havendo a variação da quantidade de camadas de reforço: 1, 2 ou 3 camadas. Foi constatado que as vigas da espécie *T. chineses* reforçadas com 1, 2 e 3 camadas de FRP apresentaram resistência à flexão 44%, 55% e 58% superior à da viga sem reforço; enquanto as vigas da espécie *C. lanceolata* reforçadas com 1, 2 e 3 camadas de FRP apresentaram resistência 39%, 44% e 61% superior à da viga sem reforço.

Apesar do elevado ganho de resistência ocasionado pela associação de elementos de madeira com reforços sintéticos, o ganho de rigidez não é tão importante, conforme pode ser observado nos trabalhos citados nos parágrafos anteriores. Assim, para aproveitar todas as vantagens dos reforços sintéticos, é possível empregá-los em estruturas mistas de madeira e concreto, obtendo-se pisos resistentes e rígidos.

Chajes *et al.* (1995) avaliaram o efeito da composição com mesa de concreto armado e do reforço com fibras de carbono em vigas de LVL de *Southern Pine*. Os autores constataram que as rigidezes de vigas de madeira reforçadas com fibras de carbono, de vigas mistas de madeira e concreto e de vigas mistas de madeira e concreto reforçadas com fibras de carbono foram, respectivamente, 21%, 487% e 533% superiores ao da viga de madeira, enquanto que as resistências últimas foram 40%, 168% e 181% superiores.

Em Miotto (2009) e em Miotto e Dias (2015) foram estudadas vigas mistas de madeira (*Lyptus*) e concreto reforçadas com fibras de vidro. Os autores observaram que o deslocamento vertical no meio do vão de vigas mistas de madeira e concreto reforçadas com fibras de vidro correspondeu a 43% do deslocamento vertical de vigas de madeira lamelada colada, enquanto a força de ruptura da solução mista reforçada apresentou-se 53% superior a força de ruptura de vigas de madeira lamelada colada. Foi constatado ainda que forças de ruptura de vigas reforçadas e de vigas mistas foram, respectivamente, 25,7% e 41,5% superiores à força de ruptura de vigas de madeira.

Jiang *et al.* (2018) constataram que o emprego de reforço com fibras de carbono com espessuras iguais a 0,37mm, 0,74mm e 1,11 mm elevaram em 57,1%, 90,5% e 76,2%, respectivamente, a força de ruptura de vigas mistas de madeira e concreto. Os autores observaram que a viga sem reforço e aquelas com reforços com menores espessuras apresentaram ruptura por tração da madeira, enquanto a viga com maior espessura de fibras de

carbono colapsou devido à ruptura por cisalhamento da madeira. Apontam ainda o aumento de ductilidade dos elementos reforçados com as fibras de carbono e pouca interferência da espessura do FRP na rigidez dos elementos estruturais analisados: para um mesmo deslocamento vertical, correspondente ao estado limite de serviço, as forças aplicadas nas vigas com reforço com espessuras iguais a 0,37mm, 0,74 mm e 1,11 mm foram, respectivamente, 33,3%, 31,5% e 37,0% superiores em relação à viga sem reforço.

Balogh (2016) constatou em seus estudos que ao adicionar reforço com fibras de carbono a um piso misto de madeira e concreto houve aumento de 114% na força de ruptura e alteração do modo de ruptura do piso. Na solução sem reforço a ruptura ocorreu por tração na madeira, enquanto nos pisos reforçados com fibras de carbono a ruptura foi por cisalhamento da madeira. Com relação à rigidez dos pisos, não foram observadas grandes alterações com a introdução das fibras de carbono: os pisos sem reforço apresentaram rigidez média igual a 2095 kN/m, enquanto os pisos reforçados apresentaram rigidez média igual a 2647 kN/m.

Premrov e Dobrila (2012) empregaram vigas de MLC com classificação GL24h para avaliar o reforço com fibra de carbono em vigas mistas de madeira e concreto. Os autores constataram que primeiro ocorreu a ruptura por tração da viga de madeira, seguida da ruptura do reforço de fibra de carbono e, por último, o colapso da estrutura por meio da falha do concreto. A ruptura das vigas foi classificada como frágil e não foi observada falha do sistema de conexão entre a madeira e o concreto. Adicionalmente, os autores sugeriram a Equação 2.19, a qual é baseada no *Modelo de Mohler*, para o cálculo da rigidez efetiva de vigas mistas de madeira e concreto reforçadas com fibras sintéticas.

$$(EI)_{ef} = E_c \cdot I_c + \gamma_c \cdot E_c \cdot A_c \cdot a_c^2 + E_w \cdot I_w + \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w^2 + E_f \cdot A_f \cdot a_f^2 \quad \text{Equação 2.19}$$

Na Equação 2.19, E_f é o módulo de elasticidade da fibra, A_f é a área da seção transversal da fibra e a_f é a distância do centroide de área da fibra até a linha neutra da seção mista, tendo os demais termos da equação sido definidos na seção 2.1.4 do presente texto.

2.3 ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nesta seção são apresentados trabalhos disponíveis na literatura acerca do comportamento da madeira quando submetida ao fogo, sobre análises experimental e numérica

de elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio, bem como acerca de modelo analítico para avaliação de vigas mistas de madeira e concreto submetidas ao fogo.

2.3.1 Particularidades sobre a madeira em situação de incêndio

A madeira quando submetida ao fogo sofre carbonização, havendo a transformação da madeira em carvão, o qual atua como isolante térmico, retardando o fluxo de calor para o interior da seção e reduzindo o avanço da frente de carbonização. Após a camada carbonizada, a madeira em situação de incêndio apresenta uma estreita camada de madeira aquecida, cujas propriedades mecânicas são afetadas pela temperatura, e um núcleo inalterado, conforme ilustrado na Figura 2.9 (FIGUEROA; MORAES, 2009).

Figura 2.9 - Seção transversal de um elemento de madeira submetido ao fogo



Fonte: Pinto (2005)

Como o carvão formado apresenta resistência e rigidez desprezíveis, o seu desenvolvimento implica na redução da seção transversal resistente. A velocidade com que aumenta a espessura de madeira carbonizada é denominada *taxa de carbonização*, normalmente indicada em *mm/min*, sendo uma propriedade importante para a determinação da resistência ao fogo de estruturas de madeira.

De acordo com White e Dietenberger (2010) e Figueroa e Moraes (2009), a taxa de carbonização da madeira pode ser afetada por diversos fatores, tais como: *a densidade, a umidade, a espécie da madeira, as dimensões da peça, a forma da seção transversal, a intensidade do fluxo de calor, a direção em que é considerada a queima, a composição química da madeira e a sua permeabilidade*. A última referência afirma que a temperatura de carbonização da madeira é um valor convencional o qual ainda não existe concordância, sendo

possível encontrar na literatura valores entre 288 °C e 360 °C. A norma europeia que trata das estruturas de madeira em situação de incêndio, EN 1995-1-2:2004, estabelece que a madeira com temperatura igual ou superior a 300 °C encontra-se carbonizada.

Segundo Martins (2016), a taxa de carbonização pode ser obtida por meio de modelos empíricos, por meio de análises experimentais ou por modelos teóricos fundamentados em princípios físicos e químicos. De acordo com Figueroa e Moraes (2009), a determinação da taxa de carbonização normalmente é feita por meio de testes de incêndio em elementos estruturais com tamanho real.

Na Tabela 2.1 são apresentadas as taxas de carbonização indicadas pela EN 1995-1-2:2004, sendo β_0 a taxa de carbonização unidimensional e β_n a taxa de carbonização nominal, a qual leva em consideração o arredondamento dos cantos e a influência das fissuras na carbonização da madeira. De acordo com Frangi e Fontana (2003), a aplicação dos valores de taxa de carbonização indicados pela norma europeia é confiável para estruturas com tempo de exposição à curva de incêndio padrão ISO 834 (1999) entre 30 a 110 minutos.

Tabela 2.1 – Taxa de carbonização

	β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
Coníferas		
MLC com densidade característica ≥ 290 kg/m³	0,65	0,70
Madeira serrada com densidade característica ≥ 290 kg/m³	0,65	0,80
Folhosas		
Densidade característica de 290 kg/m³	0,65	0,70
Densidade característica ≥ 480 kg/m³	0,50	0,55
LVL (<i>Laminated Veneer Lumber</i>)		
Densidade característica ≥ 480 kg/m³	0,65	0,70

Fonte: adaptado EN 1995-1-2:2004

A norma australiana que contempla o projeto das estruturas de madeira em situação de incêndio, AS 1720.4:1990, apresenta a Equação 2.20 para o cálculo da taxa de carbonização da madeira, sendo β a taxa de carbonização em mm/min e δ a densidade da madeira em kg/m³ para teor de umidade igual a 12%.

$$\beta = 0,4 + \left(\frac{280}{\delta}\right)^2 \quad \text{Equação 2.20}$$

Vigas de madeira com seção transversal com dimensões iguais a 16 x 26 cm e comprimento de 200 cm confeccionadas a partir das espécies *Eucalyptus citriodora*, com massa específica aparente igual a aproximadamente 990 kg/m³, e *Eucalyptus grandis*, com massa específica aparente igual a aproximadamente 640 kg/m³, foram submetidas à curva de incêndio padrão ASTM E-119 no trabalho de Pinto (2005).

Pinto (2005) constatou taxa de carbonização igual a 0,58 mm/min para ambas as espécies, sendo que era esperado um melhor desempenho para as vigas da espécie *Eucalyptus citriodora* devido a sua maior massa específica. A autora indica a presença de maior teor de umidade encontrada nas vigas de *Eucalyptus grandis* como fator para interferência na velocidade de carbonização, o que justifica a similaridade da taxa de carbonização das duas espécies.

Martins (2016) submeteu vigas de MLC com seção transversal de 15 x 42 cm e comprimento de 350 cm à curva de incêndio padrão ISO 834 (1999). Foram utilizadas duas espécies de madeira, sendo: o Lyptus, um híbrido das espécies *Eucalyptus grandis* e *urophylla*, pertencendo ao grupo das folhosas; e o *Pinus oocarpa*, sendo uma espécie do grupo das coníferas. As vigas de Lyptus apresentaram densidade média de 743 kg/m³, enquanto as vigas de *Pinus oocarpa* apresentaram densidade média de 505 kg/m³. A autora encontrou, em ensaios com duração de 32 minutos, taxa de carbonização para o Lyptus de 0,74 mm/min, enquanto que para o *Pinus* foi de 1,1 mm/min. Já em ensaios com duração de 40 minutos, a autora constatou que a taxa de carbonização do Lyptus foi de 0,67 mm/min e a do *Pinus* foi de 0,95 mm/min.

Martins (2016) também realizou ensaios de incêndio nas vigas da espécie *Pinus oocarpa* com a aplicação de tratamentos preservantes, sendo: MOQ® OX 50-CCB-O (tratamento ignífugo) e OSMOGUARD® FR 100 (retardante ao fogo). Foi constatada a redução da taxa de carbonização, sendo que para as vigas com tratamento ignífugo foi observada taxa de carbonização de 0,71 mm/min e para as vigas com tratamento retardante ao fogo foi observada taxa de carbonização de 0,72 mm/min.

Tanto Pinto (2005) quanto Martins (2016) constataram que as taxas de carbonização das espécies de madeira ensaiadas foram maiores que os valores propostos pelos códigos europeu e australiano. Desta forma, o emprego desses valores pode resultar contrário à segurança, visto que como as taxas de carbonização apresentadas pelas normas estrangeiras são menores que as obtidas experimentalmente nos referidos trabalhos, pode resultar em uma seção transversal resistente maior do que realmente acontece.

Outro fator que interfere no desempenho das estruturas de madeira em situação de incêndio é a redução das propriedades mecânicas da madeira com a elevação da temperatura. Segundo Figueroa e Moraes (2009), os efeitos da temperatura sobre as propriedades mecânicas da madeira podem se manifestar de forma permanente ou temporária, sendo que os efeitos permanentes não desaparecem após o resfriamento da madeira e ocorrem em temperaturas superiores a 65 °C.

De acordo com Buchanan (2002), a elevação da temperatura da madeira reduz a sua resistência mecânica e aumenta a sua plasticidade. A plastificação da madeira é importante para o seu comportamento estrutural quando em situação de incêndio, uma vez que permite a redistribuição de tensões para outras regiões mais frias. Figueroa (2008), Figueroa, Moraes e Maestri (2015) e Manríquez e Moraes (2010) constataram uma redução de 65 % da resistência à compressão paralela às fibras do Paricá (*Schizolobium amazonicum*) para a temperatura igual a 230 °C em relação a temperatura igual a 20 °C.

A resistência à tração paralela às fibras do Paricá analisado por Figueroa (2008) sofreu redução de 80 % em relação à resistência em temperatura ambiente (20 °C) quando a temperatura foi elevada para 230 °C. O autor também avaliou a resistência ao cisalhamento paralelo às fibras, observando redução de 65 % ao elevar a temperatura de 20 °C para 230 °C.

Na norma europeia EN 1995-1-2:2004 são encontrados fatores de redução para a resistência e para o módulo de elasticidade da madeira em função da elevação da temperatura. Para o dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio, a EN 1995-1-2:2004 apresenta três métodos: *seção transversal reduzida*, *propriedades reduzidas e avançadas (utiliza o MEF e as variações de propriedades mecânicas e térmicas da madeira)*. Tal norma recomenda o uso do primeiro método, o qual é apresentado na sequência.

Segundo Schimidt *et al.* (2014) o *método da seção transversal reduzida* emprega uma seção transversal efetiva com as propriedades do material em temperatura ambiente para o dimensionamento de elementos de madeira em situação de incêndio. Neste método uma camada denominada de resistência nula, a qual compensa a redução das propriedades mecânicas da madeira com a elevação da temperatura, é adicionada à espessura de madeira carbonizada para dar origem à espessura efetiva.

Segundo a EN 1995-1-2:2004, a seção transversal efetiva é calculada a partir da redução da seção transversal inicial pela camada carbonizada efetiva (d_{ef}), apresentada na Equação 2.21. Uma representação da seção transversal efetiva é indicada na Figura 2.10.

$$d_{ef} = d_{char.n} + 7 \cdot k_0$$

Equação 2.21

Na Equação 2.21, k_0 é um fator dependente do tempo t , em minutos, dado pela Equação 2.22; $d_{char.n}$ representa a espessura de carbonização nominal, a qual leva em consideração os efeitos de arredondamento das arestas, sendo calculada a partir da equação 2.23, em que β_n é taxa de carbonização nominal fornecida na Tabela 2.1.

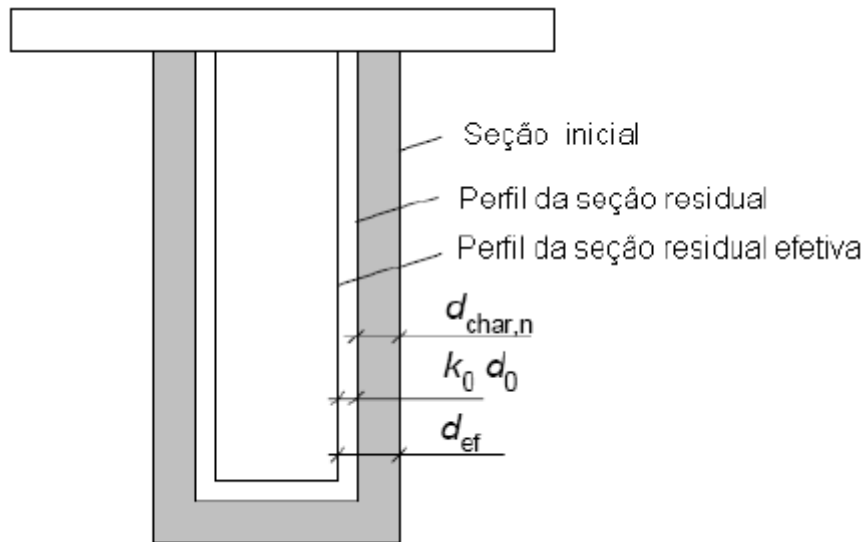
$$k_0 = \begin{cases} \frac{t}{20} & \text{para } t < 20 \text{ minutos} \\ 1,0 & \text{para } t \geq 20 \text{ minutos} \end{cases}$$

Equação 2.22

$$d_{char.n} = \beta_n \cdot t$$

Equação 2.23

Figura 2.10 – Seção transversal efetiva da madeira em situação de incêndio



Fonte: ABNT NBR 7190-1:2022

2.3.2 Ensaios de estruturas mistas em temperaturas elevadas

Nos trabalhos de O'Neill (2009) e O'Neill *et al.* (2011) foram analisadas lajes mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. Foram avaliados dois pisos mistos de madeira e concreto, cada um formado por duas vigas duplas de LVL de madeira *Pinus radiata* (2 x 63 mm conectadas por parafusos auto atarraxantes), chapa de madeira compensada com espessura igual a 17 mm e camada de concreto armado com espessura igual a 65 mm. Foi adotado espaçamento entre as vigas de 1,20 m e vão de 4,0 m.

No primeiro piso analisado, a altura das vigas foi de 300 mm, ao passo que no segundo piso a altura das vigas foi de 400 mm. Dois tipos de ligações foram empregados em cada piso. Em uma das vigas do piso foram empregados entalhes com 300 mm de comprimento e 50 mm

de profundidade, associados a parafusos com 16 mm de diâmetro. Na outra viga foram empregadas chapas metálicas dentadas.

Os pisos foram carregados e submetidos à curva de incêndio-padrão ISO 834 (1999). Segundo O'Neill (2009) e O'Neill *et al.* (2011), a laje mista com vigas de 300 mm de altura rompeu após 75 minutos de ensaio, tendo ocorrido falha no lado do piso em que foi empregada a ligação de entalhes associados a parafusos, conforme Figura 2.11. O ensaio da laje com vigas de 400 mm foi interrompido após 60 minutos de ensaio, antes de ocorrer a ruptura do piso, para melhor análise.

Figura 2.11 - Ruptura do piso misto de madeira e concreto após ensaio de incêndio



Fonte: O'Neill (2009)

Os pesquisadores relataram que a taxa de carbonização média das laterais das vigas foi aproximadamente igual a 0,58 mm/min, enquanto a taxa de carbonização da parte inferior foi cerca de quatro vezes superior. Foi observada também a separação das vigas duplas, causando a carbonização da parte interna das vigas e exposição das ligações ao calor. O'Neill (2009) e O'Neill *et al.* (2011) constataram que vigas de madeira com dimensões maiores elevaram consideravelmente o tempo de resistência ao fogo de pisos mistos de madeira e concreto.

De acordo com O'Neill (2009) e O'Neill *et al.* (2011), os deslocamentos verticais aumentaram mais rapidamente nas ligações com associação de entalhes com parafusos do que nas ligações com placas metálicas dentadas. Segundo os pesquisadores, a deflexão do piso foi inferior a 1/20 do comprimento do vão e a taxa de crescimento dos deslocamentos verticais foi

baixa. Os autores ainda afirmaram que a redução da seção transversal da madeira foi o principal fator para a falha dos pisos mistos de madeira e concreto.

Nos estudos de Frangi, Knobloch e Fontana (2010) foi avaliado um piso misto de madeira e concreto em situação de incêndio com 5,21 m de vão e 2,8 m de largura. O piso foi composto por vigas de MLC com seção transversal de 18 x 24 cm e módulo de elasticidade médio igual a 10.620 MPa, laje de concreto com espessura de 8 cm, módulo de elasticidade de 37.000 MPa e resistência à compressão de 47 MPa. O sistema de conexão empregado consistiu em parafusos inclinados a $\pm 45^\circ$, formando um “X”, espaçados a cada 120 mm.

A laje, que foi dimensionada para resistir a 60 minutos de incêndio, foi carregada no terço dos vãos e submetida à curva de incêndio padrão da ISO 834 (1999). Os autores observaram o colapso do elemento estrutural após 67 minutos de incêndio, observando-se primeiro a falha do sistema de conexão, seguido da ruptura das vigas de madeira. Além disso, os autores observaram o aumento dos deslocamentos verticais e do deslizamento relativo entre a madeira e o concreto durante o ensaio. Foi constatada taxa de carbonização da madeira igual a 0,7 mm/min.

Em Molina e Calil Junior (2016), Molina e Calil Junior (2018b) e Molina *et al.* (2014) são apresentados os estudos de duas vigas mistas de madeira e concreto, com seção transversal em T, submetidas à curva de incêndio padrão ISO 834 (1999). Os elementos estruturais analisados eram compostos por vigas de *Eucalyptus citriodora* com seção transversal de 5 x 15 cm e laje de concreto armado com seção transversal de 30 x 5 cm. O comprimento da viga foi igual a 6,00 m, sendo o vão de 5,10 m. A conexão entre a viga de madeira e a laje de concreto foi feita por meio de barras de aço com 12,5 mm de diâmetro e espaçadas a cada 16 cm. Para a primeira viga as barras de aço foram coladas na madeira utilizando-se resina epóxi, enquanto na segunda viga os conectores foram fixados apenas por pré-furação.

Na primeira viga analisada a parte superior da mesa de concreto foi isolada termicamente por meio de manta cerâmica, permanecendo as superfícies laterais e inferiores submetidas ao fogo. Além disso, foi aplicado carregamento nos terços do vão correspondente a 30% da força de ruptura em temperatura ambiente. O ensaio teve de ser parado após 20 minutos de incêndio devido a problemas de estabilidade na viga metálica que estava sendo utilizada para a distribuição do carregamento. Foi observada a carbonização da madeira, ao passo que o concreto permaneceu praticamente intacto, conforme ilustrado na Figura 2.12 (MOLINA, CALIL JUNIOR, 2016; MOLINA, CALIL JUNIOR, 2018; MOLINA *et al.*, 2014).

Figura 2.12 – Viga mista de madeira e concreto após 20 minutos de incêndio



Fonte: Molina *et al.* (2014)

O segundo elemento estrutural analisado teve todas as superfícies expostas ao fogo e não foi aplicado carregamento externo, sendo considerado, portanto, apenas o peso próprio. O ensaio teve duração de 37 minutos e foi finalizado pois a viga mista atingiu o deslocamento vertical limite determinado pela ISO 834 (1999), que para o caso em análise foi igual a 32,5 cm (MOLINA, CALIL JUNIOR, 2016; MOLINA, CALIL JUNIOR, 2018).

Em Blesák, Caldová e Wald (2015) e Coldová *et al.* (2015) foram analisados em temperatura elevada dois pisos mistos de madeira e concreto. Os pisos com área de 3,0 x 4,5 m foram compostos por um quadro de madeira, duas vigas secundárias de madeira e laje produzida com concreto reforçado com fibras metálicas. Como conector de cisalhamento foram utilizados parafusos inclinados a 45° e espaçados a cada 100 mm. No piso denominado ELE-1-120/160 foram empregadas peças de MLC de classe GL24h com seção transversal igual a 120 x 160 mm como vigas secundárias; enquanto que o piso denominado ELE-2-100/160 foram empregadas peças de MLC GL36c com seção transversal igual a 100 x 160 mm como vigas secundárias.

O piso, simplesmente apoiado, foi carregado e submetido à curva de incêndio padrão ISO 834 (1999). A integridade do piso ELE-1-120/160 foi mantida até os 100 minutos de ensaio, momento em que houve a abertura de uma fissura e foram observadas chamas saindo pelo elemento estrutural. A capacidade de isolamento térmico deste piso é mantida até os 52 minutos de ensaio, quando a temperatura na superfície externa da laje ultrapassa os 140 °C. Observou-se, para temperatura elevadas, que a taxa de crescimento dos deslocamentos verticais

foi maior, tendo no fim do ensaio (após 150 minutos de incêndio) o piso alcançado deslocamento vertical de 220 mm. Após o fim do ensaio, o piso colapsou, como pode ser visto na Figura 2.13 (COLDOVÁ *et al.*, 2015).

Figura 2.13 – Colapso de piso misto de madeira e concreto após ensaio de incêndio



Fonte: Coldová *et al.* (2015)

O piso ELE-2-100/160 foi submetido à curva de incêndio-padrão durante 60 minutos, sendo o ensaio finalizado antes da ruptura para melhor análise do elemento. O comportamento do piso pode ser dividido em três fases: a primeira fase, que ocorreu até aproximadamente 30 minutos de incêndio, é caracterizada por pequenos deslocamentos verticais; na segunda fase, que ocorreu até aproximadamente os 45 minutos, verifica-se a gradual perda de capacidade resistente das vigas internas de madeira e aumento dos deslocamentos verticais; na terceira fase, com a ruptura das vigas internas de madeira, a laje de concreto passa a suportar a maioria dos carregamentos verticais (BLESÁK, CALDOVÁ, WALD, 2015; CALDOVÁ *et al.*, 2015).

Dagenais, Ranger (Osborne) e Cuerrier-Auclair (2016) e Osborne (2015) apresentam os estudos realizados em duas lajes mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. Em um piso foi empregada uma placa de madeira lamelada colada cruzada (CLT – *Cross Laminated Timber*) com 175 mm de altura, conectada à camada de concreto com 89 mm de espessura por meio de parafusos auto atarraxantes inclinados em 45° (Figura 2.14a). No outro piso, foram empregadas peças de madeira serrada ligadas lateralmente por parafusos auto atarraxantes e conectadas à camada de concreto com 89 mm de espessura por meio de placas metálicas (Figura 2.14b). Em ambos os casos, a área do piso teve dimensões de 1829 x 4800 mm.

Figura 2.14 – Pisos mistos de madeira e concreto antes da concretagem: (a) piso 1; (b) piso 2



(a)



(b)

Fonte: Osborne (2015)

Os pisos foram ensaiados simultaneamente, sendo submetidos a um carregamento igual a 2,4 kPa e à curva de incêndio CAN-ULC-S101. De acordo com os autores, o piso produzido com CLT rompeu primeiro (após 214 minutos de incêndio) e por este motivo o ensaio teve de ser finalizado. Foi relatado que no início do ensaio os deslocamentos verticais no piso com peças serradas de madeira eram ligeiramente superiores aos deslocamentos do piso misto com CLT; entretanto, após 180 minutos de ensaio a velocidade de crescimento dos deslocamentos verticais na laje mista com CLT começou a crescer mais rapidamente, até se atingir a ruptura.

Os últimos autores citados ainda relatam que o perfil de temperaturas nos dois pisos foi similar na primeira hora. Entretanto, ocorria delaminação quando a cola do CLT atingia temperaturas entre 180 e 200 °C, fazendo com que a temperatura nesse tipo de piso elevasse mais rapidamente. Para o piso com madeira serrada os pesquisadores encontram taxa de

carbonização média igual a 0,58 mm/min, ao passo que para o CLT o valor médio foi igual a 0,68 mm/min.

Dagenais, Ranger (Osborne) e Cuerrier-Auclair (2016) e Ranger, Dagenais e Cuerrier-Auclair (2016) apresentaram o estudo de um piso misto de madeira e concreto em situação de incêndio, produzido a partir de vigas de LVL conectadas a uma laje de concreto com 89 mm de espessura por meio de parafusos posicionados na vertical. As vigas de LVL com 406 mm de base 133 mm de altura foram unidas lateralmente por parafusos auto atarraxantes, formando um piso com 3252 mm de largura e 4800 mm de comprimento (Figura 2.15).

Figura 2.15 – Piso misto de madeira e concreto antes da concretagem



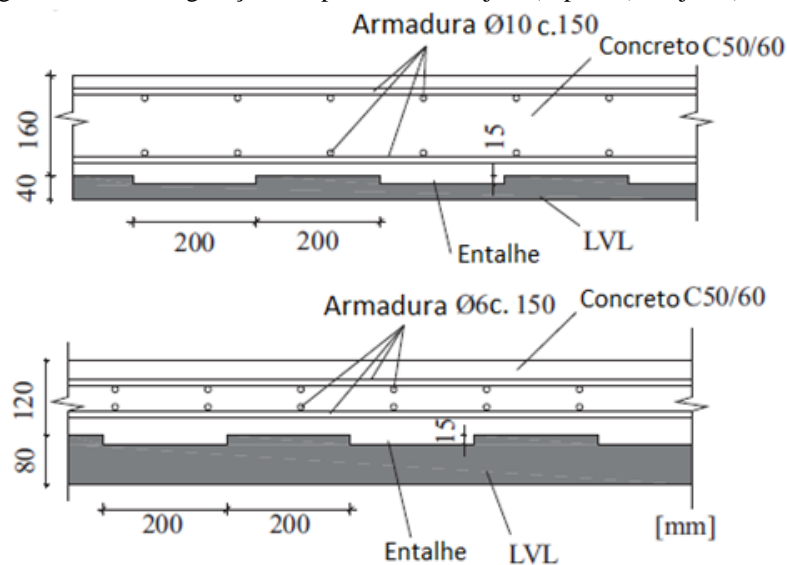
Fonte: Ranger, Dagenais e Cuerrier-Auclair (2016)

A laje foi submetida a um carregamento igual a 2,4 kPa e a curva de incêndio CAN-ULC-S101. Os pesquisadores observaram que após 120 minutos de ensaio os deslocamentos verticais haviam crescido apenas 1 cm e que após 170 minutos de ensaio os deslocamentos verticais passaram a crescer rapidamente até o colapso do elemento estrutural. A ruptura do elemento estrutural ocorreu após 191 minutos de incêndio, quando foi observado deslocamento vertical igual a 13,7 cm. A taxa de carbonização média observada pelos autores foi igual a 0,56 mm/min.

Na pesquisa de Klippel *et al.* (2016) foram analisadas experimentalmente duas lajes mistas de madeira e concreto submetidas à flexão em quatro pontos e à curva de incêndio padrão ISO 834 (1999). Os dois pisos apresentavam as mesmas dimensões (comprimento = 5350 mm, largura = 2800 mm, altura = 200 mm), no entanto, diferenciavam-se pelas espessuras das camadas de concreto e madeira: na laje 1 foi empregada madeira LVL (*BauBuche*) com espessura igual a 40 mm e concreto armado com espessura igual a 160 mm, na laje 2 foi empregada madeira LVL (*BauBuche*) com espessura igual a 80 mm e concreto armado com espessura igual a 120 mm (Figura 2.16). Os autores relataram que a laje 1 resistiu ao incêndio

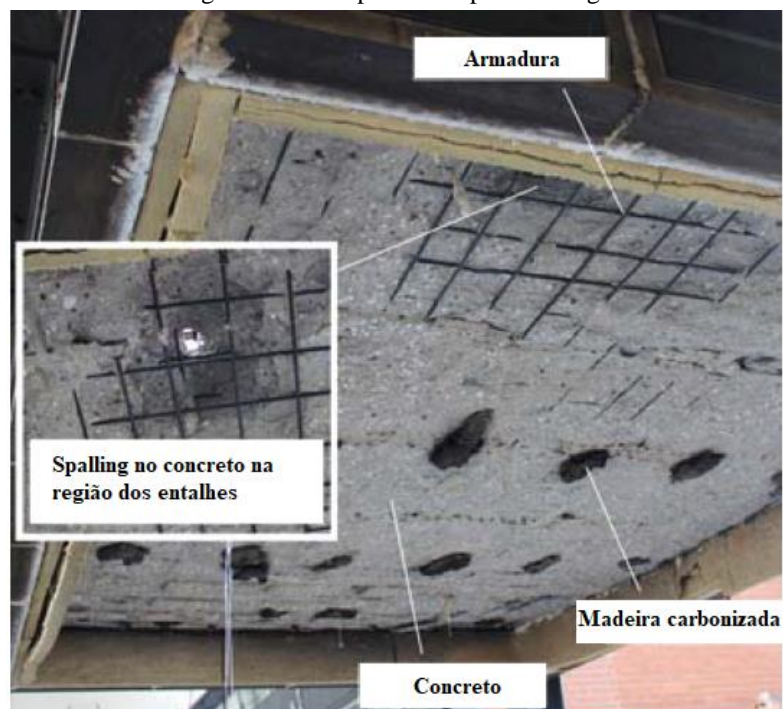
durante 96 minutos e que o teste foi interrompido devido à perda de estanqueidade do piso, enquanto que a laje 2 apresentou tempo de resistência ao fogo igual a 68 minutos e o ensaio foi finalizado em consequência do crescimento brusco dos deslocamentos verticais. Observou-se que na laje 1 toda a camada de madeira foi carbonizada e que o concreto sofreu *spalling* (Figura 2.17), enquanto na laje 2 ainda existia ao final do ensaio uma camada residual de madeira protegendo a camada de concreto armado.

Figura 2.16 – Configuração dos pisos mistos: laje 1 (superior) e laje 2 (inferior)



Fonte: Klippel *et al.* (2016) (adaptado)

Figura 2.17 – Superfície exposta ao fogo



Fonte: Klippel *et al.* (2016) (adaptado)

Shi *et al.* (2021) e Shi *et al.* (2022) realizaram ensaios *push out* para avaliar o comportamento de ligações em situação de incêndio. Foi utilizada para os corpos de prova a configuração de cisalhamento assimétrico, sendo constituídos de vigas de MLC (*Douglas fir*) com 1300 mm de comprimento, 150 mm de largura e 300 mm de altura; e laje de concreto com resistência à compressão de 38,7 MPa e 1500 mm de comprimento, 400 mm de largura e 80 mm de altura. Como conectores de cisalhamento foram empregados entalhes retangulares combinados com parafusos de 16 mm de diâmetro. Os autores do referido do trabalho relataram que com o aumento do tempo de incêndio houve redução na resistência e no módulo de deslizamento das ligações analisadas, sendo esses fatores dependentes da seção transversal efetiva próxima ao entalhe, bem como da temperatura nesse. Além disso, foi observado que o comprimento do entalhe apresentou influência no modo de ruptura do corpo de prova, não tendo interferido significativamente na rigidez do conector.

Em Du *et al.* (2021) foram avaliadas vigas mistas de madeira e concreto, com seção transversal T e 3600 mm de vão, em situação de incêndio. Para isso foi utilizada viga de madeira com 150 x 300 mm de seção transversal e 39,6 MPa de resistência à compressão paralela às fibras, laje de concreto armado com 800 x 80 mm de seção transversal e 35,8 MPa de resistência à compressão, e, como conectores de cisalhamento, parafusos com 12 mm de diâmetro, posicionados formando em “x”, e espaçados a cada 50 mm. Foi observado pelos autores que o aumento do nível de carregamento reduziu a resistência ao fogo dos elementos estruturais, além de provocar o aquecimento mais rápido da madeira e do concreto. Além disso, constatou-se que a viga com fôrma incorporada apresentou maior resistência ao fogo do que a viga sem essa camada, como também que a proteção com camada de gesso melhorou o desempenho em incêndio do elemento estrutural.

2.3.3 Análises numéricas

Em Molina e Calil Junior (2016), Molina e Calil Junior (2018b) e Molina *et al.* (2014) foi realizada a simulação térmica, utilizando o *software Ansys*, da seção transversal de uma viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio. Os autores utilizaram elementos planos bidimensionais (PLANE77) para representar a madeira, o concreto e os conectores metálicos, e elementos do tipo superfície (SURF 151) para representar as condições de contorno de convecção e radiação.

Na modelagem foram utilizadas as propriedades térmicas da madeira calibradas por Regobello (2007), enquanto que as propriedades térmicas do concreto e do aço foram definidas

de acordo com as normas EN 1992-1-2:2004 e EN 1994-1-2:2005. Os autores relataram que o modelo numérico desenvolvido foi capaz de representar o elemento misto de madeira e concreto em situação de incêndio, tendo os valores das temperaturas obtidas por meio da simulação numérica concordado com os valores das temperaturas obtidos experimentalmente.

No trabalho de O'Neill *et al.* (2014) foi desenvolvido um modelo numérico termoestrutural sequencialmente acoplado no código computacional *Abaqus* para a análise de pisos mistos de madeira e concreto. As propriedades térmicas e mecânicas da madeira foram definidas de acordo com a EN 1995-1-2:2004, enquanto para o concreto foram empregadas as propriedades apresentadas na EN 1992-1-2:2004.

Como modelo constitutivo de material foi empregado o *Concrete Damaged Plasticity*, o qual encontra-se disponível na biblioteca de materiais do programa, tanto para a madeira quanto para o concreto. A utilização de tal modelo significa uma simplificação na representação da madeira, visto que esta apresenta um comportamento ortotrópico, enquanto que este modelo considera o material como isotrópico.

A malha de elementos finitos foi constituída por elementos com 300 mm de comprimento e seção transversal quadrada com lado igual a 5 mm, sendo que na simulação térmica foram empregados elementos sólidos com 8 nós (DC3D8), enquanto que na simulação termoestrutural foram empregados elementos sólidos com 8 nós e integração reduzida (C3D8R). Segundo os pesquisadores, o modelo foi capaz de prever a resistência ao fogo do elemento estrutural modelado, além de ter sido observada boa correlação entre as curvas deslocamento vertical em função do tempo de incêndio obtidas numérica e experimentalmente.

Coldová *et al.* (2015) utilizaram o *Ansys* para a análise numérica de um piso misto de madeira e concreto reforçado com fibras metálicas. As propriedades térmicas e mecânicas da madeira e do concreto foram definidas a partir das normas EN 1995-1-2:2004 e EN 1992-1-2:2004, respectivamente. O comportamento da madeira foi simplificado através de um modelo de material isotrópico com lei de plastificação isotrópica. Todos os componentes do piso foram modelados com elementos finitos sólidos.

De acordo com os autores, os deslocamentos verticais obtidos com o modelo numérico seguiram um mesmo padrão que os deslocamentos verticais medidos experimentalmente, sendo o modelo numérico capaz de simular e prever fenômenos complexos que ocorrem na estrutura durante o incêndio. Ainda segundo os autores, o uso adequado dos modelos de materiais é essencial na obtenção de resultados confiáveis.

Du, Hu e Zhang (2018) utilizaram o código computacional *Ansys* para a simulação termoestrutural tridimensional de pisos mistos de madeira e concreto. As propriedades térmicas e mecânicas da madeira e do concreto foram definidas de acordo com as normas EN 1994-1-2:2004 e EN 1995-1-2:2004, respectivamente. De acordo com os autores, a técnica de modelagem desenvolvida pode ser utilizada para a avaliação do campo de temperatura e o tempo de resistência ao fogo de elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio.

Fernandes (2018) utilizou o *Abaqus* para realizar a análise numérica de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. No trabalho, a viga de madeira foi representada por elementos finitos do tipo sólido com 8 nós (C3D8), a laje de concreto foi representada por elementos finitos do tipo sólido com 8 nós e integração reduzida (C3D8R) e os conectores de cisalhamento foram representados por elementos finitos do tipo viga (B31).

As propriedades térmicas e mecânicas do concreto e do aço foram definidas, respectivamente, a partir das normas ABNT NBR 15200:2012 e ABNT NBR 14323:2013. Para a madeira, o autor adotou o calor específico e a variação da densidade indicados na norma EN 1995-1-2:2004, enquanto a condutividade térmica e a variação das propriedades mecânicas com a temperatura foram calibradas a partir do trabalho experimental com o *Pinus oocarpa* realizado por Martins (2016).

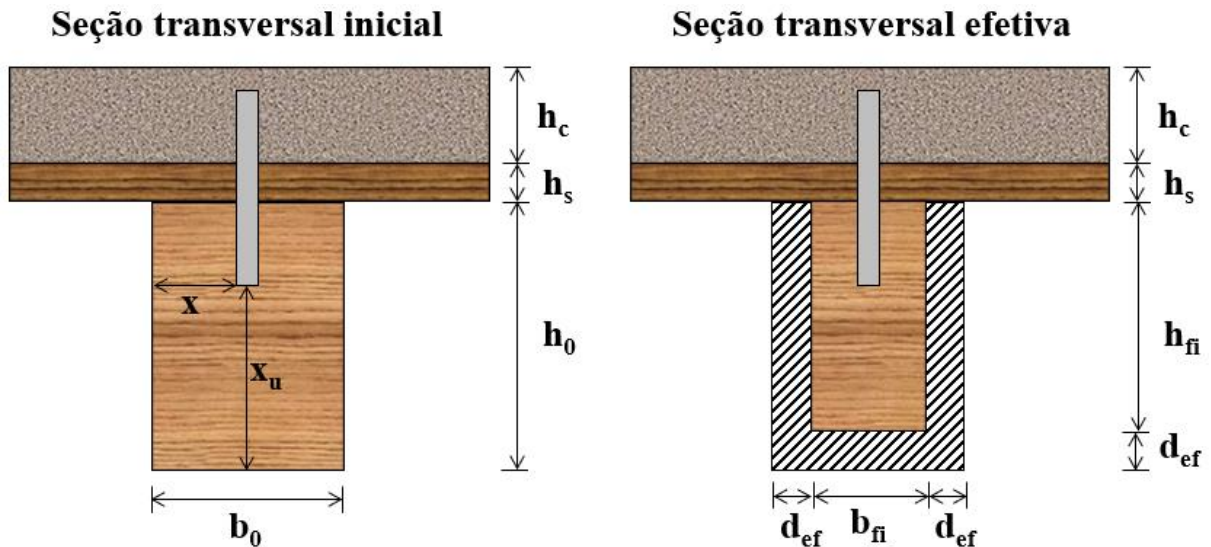
Fernandes (2018) utilizou o modelo analítico apresentado em Frangi, Knobloch e Fontana (2010) para validar o modelo numérico. Segundo o autor, foi constatada boa concordância entre as curvas deslocamento vertical em função do tempo de incêndio numérica e teórica, além de boa proximidade nos tempos de ruptura do elemento estrutural. Com o modelo numérico, o autor pode constatar fenômenos como a mudança da posição da linha neutra com o avanço do incêndio, como também a elevação dos valores das tensões na região mais interna da seção transversal da madeira.

2.3.4 Modelo teórico

Modelos analíticos vêm sendo desenvolvidos para representar o comportamento de elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio, conforme pode ser visto nos trabalhos de Shephard *et al.* (2021), Du *et al.* (2021), Ogrin e Hozjan (2020) e Frangi, Knobloch e Fontana (2010). Na sequência, é apresentado o modelo apresentado na última referência citada.

O modelo proposto por Frangi, Knobloch e Fontana (2010) é baseado no modelo de viga equivalente, apresentado na EN 1995-1-1:2004, e no método da seção transversal reduzida, apresentado na EN 1995-1-2:2004, sendo válido para seções transversais como a indicada na Figura 2.18, em que há fôrma incorporada com espessura $h_s \geq 20 \text{ mm}$, que o sistema de ligação seja por parafusos e para tempo de incêndio $t \leq 60 \text{ minutos}$.

Figura 2.18 – Determinação da seção transversal efetiva



Fonte: adaptado de Frangi, Knobloch e Fontana (2010)

A rigidez efetiva da viga mista de madeira e concreto em situação de incêndio é calculada pela equação 2.1, apresentada na seção 2.1.4 deste texto, atentando-se para os seguintes pontos:

- Uso da seção efetiva da madeira, em que a área efetiva da madeira (A_w) e o momento de inércia efetivo da madeira (I_w) são dados pelas Equações 2.24 e 2.25, sendo b_{fi} a largura efetiva e h_{fi} a altura efetiva, indicados na Figura 2.18.

$$A_w = b_{fi} \cdot h_{fi} \quad \text{Equação 2.24}$$

$$I_w = \frac{b_{fi} \cdot h_{fi}^3}{12} \quad \text{Equação 2.25}$$

- Utilização das propriedades da madeira e do concreto em temperatura ambiente.
- Redução do módulo de deslizamento da ligação por meio do fator $k_{mod,fi}$ apresentado na Tabela 2.2, conforme equação 2.26.

$$K_{fi} = k_{mod,fi} \cdot K$$

Equação 2.26

Tabela 2.2 – Fatores de modificação $k_{mod,fi}$ para ligações parafusadas

Parâmetro	$k_{mod,fi}$	Disponibilidade
Módulo de deslizamento	$k_{mod,fi} = 0$	$x \leq 0,6 \cdot t$
	$k_{mod,fi} = \frac{0,2 \cdot x - 0,12 \cdot t}{0,2 \cdot t + 3}$	$0,6 \cdot t \leq x \leq 0,8 \cdot t + 3$
	$k_{mod,fi} = \frac{0,8 \cdot x - 0,6 \cdot t + 1,8}{0,2 \cdot t + 21}$	$0,8 \cdot t + 3 \leq x \leq t + 24$
	$k_{mod,fi} = 1,0$	$x \geq t + 24$
Resistência	$k_{mod,fi} = 0$	$x \leq 0,6 \cdot t$
	$k_{mod,fi} = \frac{0,44 \cdot x - 0,264 \cdot t}{0,2 \cdot t + 5}$	$0,6 \cdot t \leq x \leq 0,8 \cdot t + 5$
	$k_{mod,fi} = \frac{0,56 \cdot x - 0,36 \cdot t + 7,32}{0,2 \cdot t + 23}$	$0,8 \cdot t + 5 \leq x \leq t + 28$
	$k_{mod,fi} = 1,0$	$x \geq t + 28$

Com x sendo a cobertura lateral do parafuso em mm (Figura 2.18); t o tempo de incêndio em minutos

Fonte: adaptado de Frangi, Knobloch e Fontana (2010)

Calculando σ_c e $\sigma_{m,c}$ por meio das Equações 2.9 e 2.10, respectivamente, a verificação da compressão no concreto é feita por meio da equação 2.27. A verificação da tração na madeira é feita pela equação 2.28, sendo σ_w obtida por meio da equação 2.12 e $\sigma_{m,w}$ obtida pela equação 2.13. Em todos os casos, é utilizada a rigidez efetiva em situação de incêndio.

$$\sigma_c + \sigma_{m,c} \leq f_{c,k} \quad \text{Equação 2.27}$$

$$\frac{\sigma_w}{k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{m,w}}{k_{fi} \cdot f_{m,k}} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.28}$$

Nas Equações 2.27 e 2.28, $f_{c,k}$ é a resistência característica à compressão do concreto, $f_{t,k}$ é a resistência característica à tração paralela às fibras da madeira, $f_{m,k}$ é a resistência característica à flexão da madeira e k_{fi} é o coeficiente de modificação para o fogo que leva em consideração os efeitos da temperatura nas propriedades mecânicas da madeira e que é fornecido pela EN 1995-1-2:2004.

A verificação da ligação é feita por meio da equação 2.16 apresentada na seção 2.1.4, sendo que a máxima força suportada, na seção de corte, pelo sistema de ligação em situação de

incêndio ($R_{v,fi}$) é dada pela equação 2.29, com $k_{mod,fi}$ sendo um coeficiente de modificação para a resistência da ligação fornecido na Tabela 2.2 e R_v a resistência característica da ligação.

$$R_{v,fi} = k_{mod,fi} \cdot R_v \quad \text{Equação 2.29}$$

2.4 COMPORTAMENTO DOS REFORÇOS COM FIBRAS SINTÉTICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Quando submetida a temperaturas elevadas, a matriz polimérica usada no FRP passa por um processo de transição vítrea, no qual, segundo Oliveira e Moreno Junior (2009), a resina passa de um estado vítreo para um estado maleável. Segundo Firmo, Correia e Bisby (2015), o processo de transição vítrea ocorre geralmente entre as temperaturas de 50 e 120 °C e afeta as propriedades térmicas, mecânicas e de aderência do reforço.

Firmo, Correia e Bisby (2015) afirmam que mesmo após a transição vítrea e a completa decomposição da matriz, as fibras ainda são capazes de reter uma considerável fração de suas propriedades de tração à temperatura ambiente. De acordo com Oliveira e Moreno Junior (2009), as fibras de vidro conseguem se manter rígidas e resistentes até aproximadamente 600 °C, enquanto as fibras de carbono podem suportar até 1000 °C.

Jarrah *et al.* (2018) avaliaram a influência da temperatura em reforços de fibras de vidro e de fibras de carbono. Os autores observaram que para a faixa de temperatura entre 25 e 150 °C houve uma redução significativa da resistência à tração do FRP devido à transição vítrea da resina epóxi. Entre 150 e 400 °C, foi observada uma pequena redução da resistência à tração, sendo que boa parte do carregamento era suportado pelas fibras do reforço. Para temperaturas superiores a 400 °C foi observada mais uma queda acentuada da resistência à tração devido à decomposição do adesivo e degradação térmica das fibras, tendo sido observada uma redução de resistência mais acentuada nas fibras de vidro.

A aplicação de reforço com fibras sintéticas em estruturas de madeira em situação de incêndio ainda apresenta uma quantidade de referências bem limitada. Em Williamson (2006) e Williamson e Yeh (2006) são apresentadas análises experimentais em vigas de madeira reforçadas com fibras sintéticas. Em uma primeira fase foram avaliadas cinco vigas com seção transversal com dimensões iguais a 127 x 229 mm e 4,3 m de comprimento, sendo uma viga sem reforço, duas com reforço igual a 2,50% e duas com reforço igual a 1,20%.

As vigas foram carregadas no meio do vão, tendo a viga sem reforço recebido força igual a 18,7 kN, a com reforço de 2,50% força igual a 29,3 kN e a com reforço de 1,20% força

igual a 24,5 kN. Segundo os autores, a viga sem reforço apresentou resistência ao fogo de 36,5 minutos, ao passo que para as vigas reforçadas foram observados tempos de resistência ao fogo entre 21 e 28 minutos. Os pesquisadores observaram ainda que as camadas de FRP começaram a delaminar entre 15 e 20 minutos.

Na segunda fase dos estudos de Williamson (2006) e Williamson e Yeh (2006), foram elaboradas vigas com seções transversais de 165 x 420 mm (2 vigas) e 165 x 455 mm (2 vigas) e 4,3 m de comprimento. Em ambos os casos foi utilizado reforço com fibra sintética e uma camada de proteção (de madeira) abaixo desse reforço. As vigas mais altas foram carregadas com força igual a 85,4 kN, enquanto que as menores foram carregadas com força igual a 69,4 kN.

De acordo com os autores, as vigas foram capazes de suportar mais de 60 minutos de incêndio, com exceção de uma viga com altura de 420 mm, que rompeu após 56 minutos. Após o ensaio de incêndio, as três vigas que não romperam no forno foram carregadas até a ruptura em temperatura ambiente, e segundo Williamson (2006) e Williamson e Yeh (2006) estes elementos ainda apresentavam pelo menos 15% de resistência adicional.

As análises experimentais de Martin e Tingley (2000) apontaram que diferentes tipos de FRP (fibra e resina) não apresentaram influência significativa na resistência ao fogo de vigas de madeira lamelada colada. Além disso, foi observado que o posicionamento do reforço no interior da seção transversal de madeira proporcionou melhor performance em situação de incêndio do que quando posicionado na face exterior da viga, o que é justificado pela proteção térmica do FRP garantida pela madeira, aumentando, desta forma, o tempo para se alcançar a temperatura de transição vítrea da matriz. Os autores relatam um aumento de 44% do tempo de resistência ao fogo quando o FRP é posicionado no interior da seção transversal.

Através de análises numéricas Zigler e Pokorný (2015) observaram que a adoção de uma camada de sacrifício de madeira com 25 mm de espessura abaixo do FRP foi capaz de manter a temperatura no reforço abaixo de 100 °C durante 15 minutos, e quando a espessura dessa camada foi aumentada para 40 mm, demorou aproximadamente 30 minutos para que a temperatura no FRP atingisse os 100 °C.

2.5 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO

Nesta seção são apresentadas considerações gerais constatadas a partir da consulta às referências relacionadas aos assuntos tratados no presente capítulo.

2.5.1 *Quanto aos elementos mistos de madeira e concreto em temperatura ambiente*

Nos elementos mistos de madeira e concreto, o sistema de conexão tem grande influência no comportamento mecânico da estrutura. Fatores como o tipo de conector e seu espaçamento podem influenciar no desempenho de vigas mistas de madeira e concreto. Dessa forma, é extremamente importante a caracterização da ligação a ser empregada, a qual é feita por meio de ensaios de cisalhamento do tipo *push out*.

Atualmente não há código normativo estabelecendo um padrão para os ensaios de cisalhamento de ligações mistas de madeira e concreto, o que dificulta o estabelecimento de conclusões gerais sobre ao assunto. Na literatura, é mais frequente o uso da configuração de cisalhamento duplo em que uma peça central de madeira é conectada a duas abas laterais de concreto. Mesmo para este tipo de configuração, diferenças como a quantidade de conectores por plano de corte foram observadas nas referências consultadas.

Existe uma grande diversidade de ligações para sistemas mistos de madeira e concreto, sendo a do tipo pino metálico a mais comum de ser empregada por ser uma solução econômica e de fácil aplicação. Outro tipo de ligação que vem atraindo a atenção dos pesquisadores, devido aos valores elevados de resistência e rigidez, é a associação de entalhes com pinos metálicos. Fatores como o formato e as dimensões dos entalhes, além do diâmetro e ângulo dos pinos metálicos, influenciam nos valores de módulo de deslizamento e resistência da ligação.

Além das análises experimentais, os elementos mistos de madeira e concreto podem ser estudados por meio de modelos teóricos e numéricos. Foi observado que o modelo teórico apresentado na EN 1995-1-1:2004 exibe resultados próximos aos experimentais para análises em serviço, enquanto para o estado limite último são observadas maiores diferenças relativas. Com relação aos modelos numéricos, aspectos como interação entre os materiais, tipo de elemento finito utilizado e modelo constitutivo dos materiais são importantes para a obtenção de resultados com melhor concordância aos resultados experimentais.

2.5.2 *Quanto ao reforço com fibras sintéticas em temperatura ambiente*

O reforço com fibras sintéticas da região tracionada da madeira apresenta diversas vantagens, tais como: aumento de resistência, aumento da ductilidade e redução da variabilidade dos resultados. Com relação à rigidez, os ganhos em relação às vigas sem reforço são limitados. No entanto, a associação do FRP a vigas mistas de madeira e concreto dá origem a elementos com resistência e rigidez superiores ao das vigas unicamente de madeira.

2.5.3 *Quanto aos elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio*

Os elementos mistos de madeira e concreto apresentam boa performance quando submetidos ao fogo, tendo o comportamento influenciado principalmente pelas ligações e pela madeira. A madeira quando submetida a temperaturas elevadas sofre carbonização, havendo transformação da madeira em carvão, o qual apresenta resistência e rigidez desprezíveis. Um critério importante para análise de estruturas de madeira em incêndio é a taxa de carbonização, a qual estudos com madeiras de espécies comuns no mercado brasileiro apontam valores entre 0,58 e 1,1 mm/min.

Modelos analíticos vêm sendo desenvolvidos para o dimensionamento de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. Um desses modelos tem como base critérios estabelecidos pela norma europeia para o cálculo de estruturas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente (modelo de Mohler) e para o cálculo de estruturas de madeira em situação de incêndio (método da seção transversal reduzida).

Para as análises numéricas das estruturas mistas de madeira e concreto deve-se observar, além dos aspectos referentes às simulações deste tipo de estrutura em temperatura ambiente, a variação das propriedades térmicas e mecânicas da madeira, do concreto e dos conectores de cisalhamento com a elevação da temperatura.

2.5.4 *Quanto ao reforço com fibras sintéticas em situação de incêndio*

Os reforços com fibras sintéticas quando submetidos a temperaturas elevadas sofrem perda de resistência e rigidez em decorrência principalmente do amolecimento da matriz polimérica, o qual pode ter início em temperaturas em torno de 50 °C. Desta forma, é essencial a proteção térmica do reforço em estruturas em situação de incêndio. Quando aplicado a estruturas de madeira, a proteção térmica do FRP pode ser feita por uma camada de sacrifício abaixo do reforço.

Estudo dos Sistemas de Conexão

Neste capítulo são apresentadas as análises experimentais e numéricas referentes ao sistema de conexão para estruturas mistas de madeira e concreto. Primeiramente, é apresentada a configuração do modelo, descrevendo-se os tipos de ligações analisadas e as características dos corpos de prova utilizados na análise. Em seguida é exposto o procedimento experimental empregado, bem como os resultados obtidos. Por último, é apresentada uma estratégia de modelagem numérica, utilizando o código computacional *Abaqus*, tendo como base os resultados experimentais alcançados previamente.

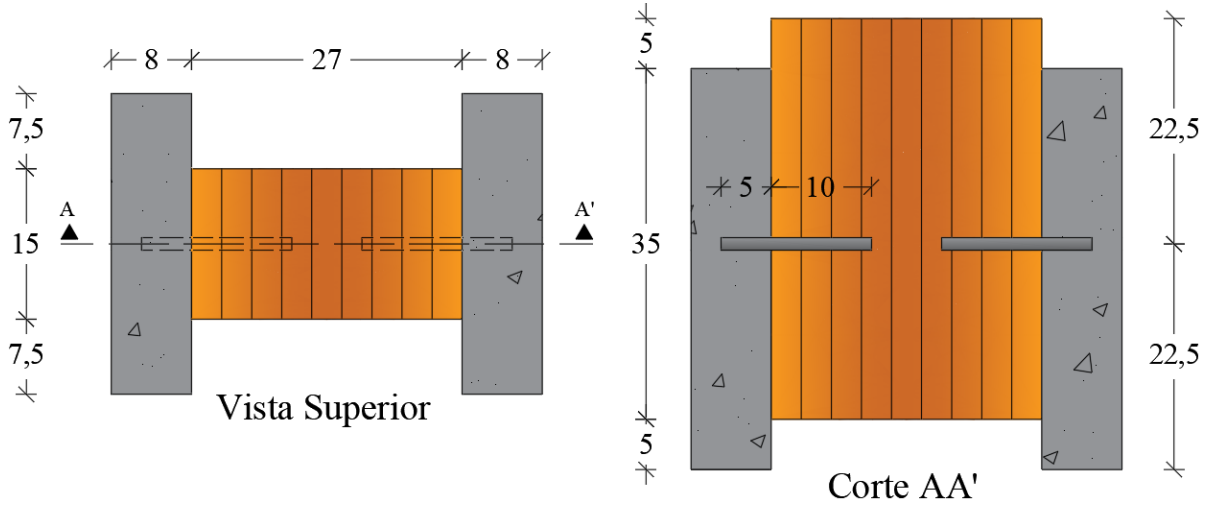
O estudo dos sistemas de conexão visou à obtenção da força de ruptura da ligação e do seu módulo de deslizamento. A partir desses resultados foram escolhidas as ligações a serem empregadas nos elementos estruturais analisados em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

3.1 CONFIGURAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONEXÃO

Foram avaliados cinco tipos de conectores de cisalhamento, confeccionados a partir de barras de aço CA-50 com diâmetro igual a 12,5 mm, com as seguintes características:

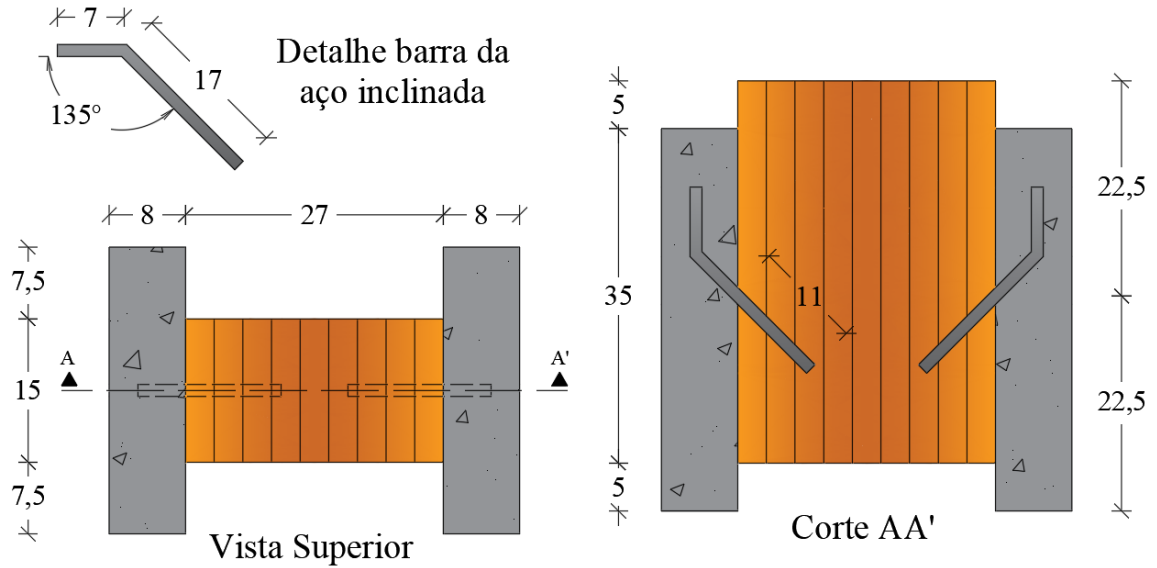
- Ligação **L1**: barra de aço posicionada perpendicularmente em relação às fibras da madeira (Figura 3.1);
- Ligação **L2**: barra de aço inclinada em um ângulo de 45° em relação às fibras da madeira (Figura 3.2);
- Ligação **L3**: associação entre barra de aço perpendicular às fibras da madeira e entalhe retangular (Figura 3.3);
- Ligação **L4**: associação entre barra de aço inclinada em um ângulo de 45° em relação às fibras da madeira e entalhe triangular (Figura 3.4);
- Ligação **L5**: associação entre barra de aço perpendicular às fibras da madeira e entalhe triangular (Figura 3.5).

Figura 3.1 – Ligação L1 (dimensões em cm)



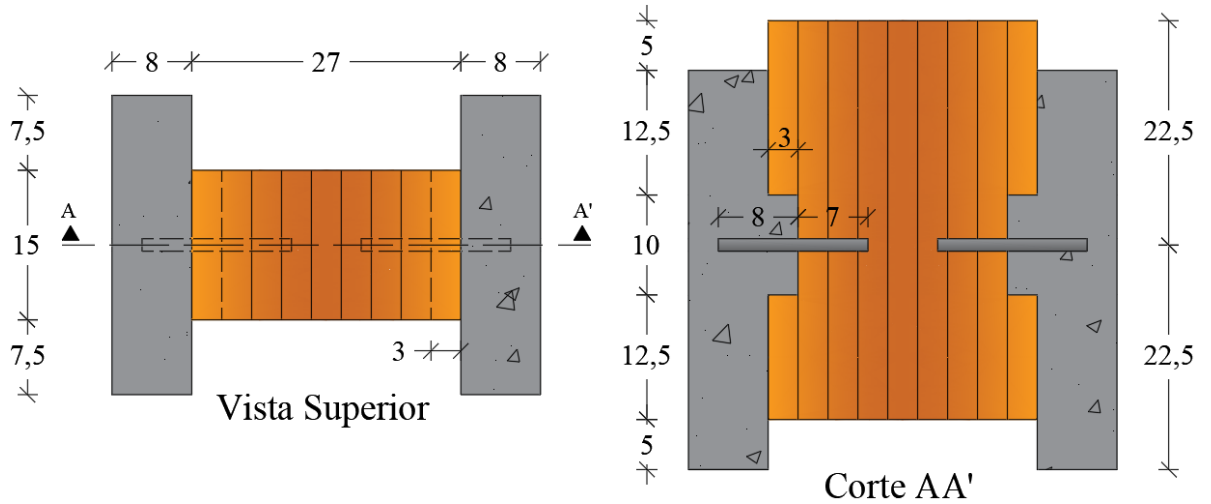
Fonte: o autor

Figura 3.2 – Ligação L2 (dimensões em cm)



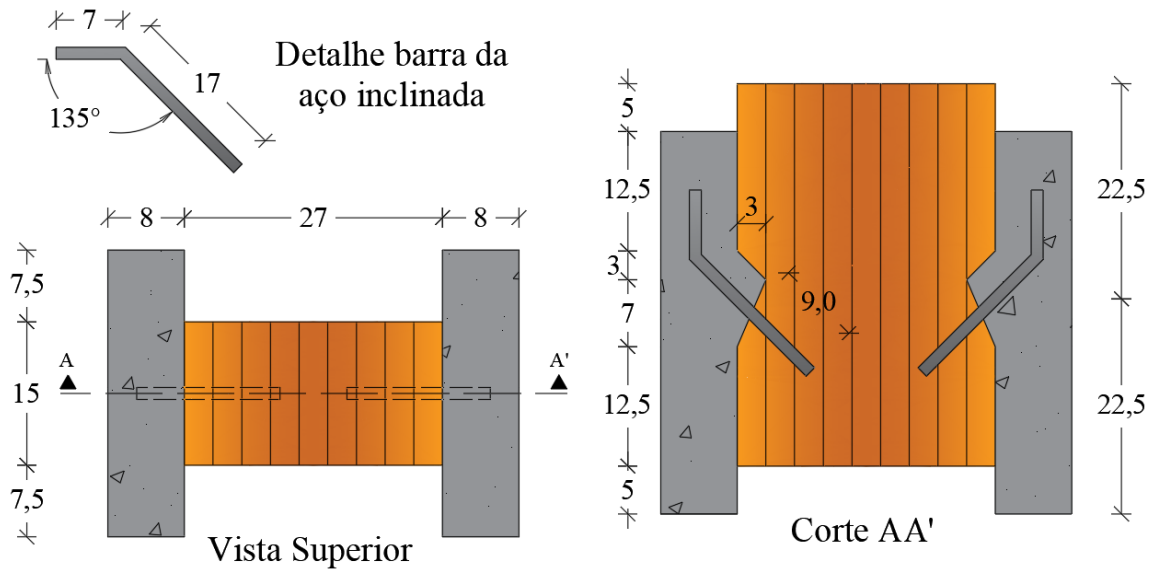
Fonte: o autor

Figura 3.3 – Ligação L3 (dimensões em cm)



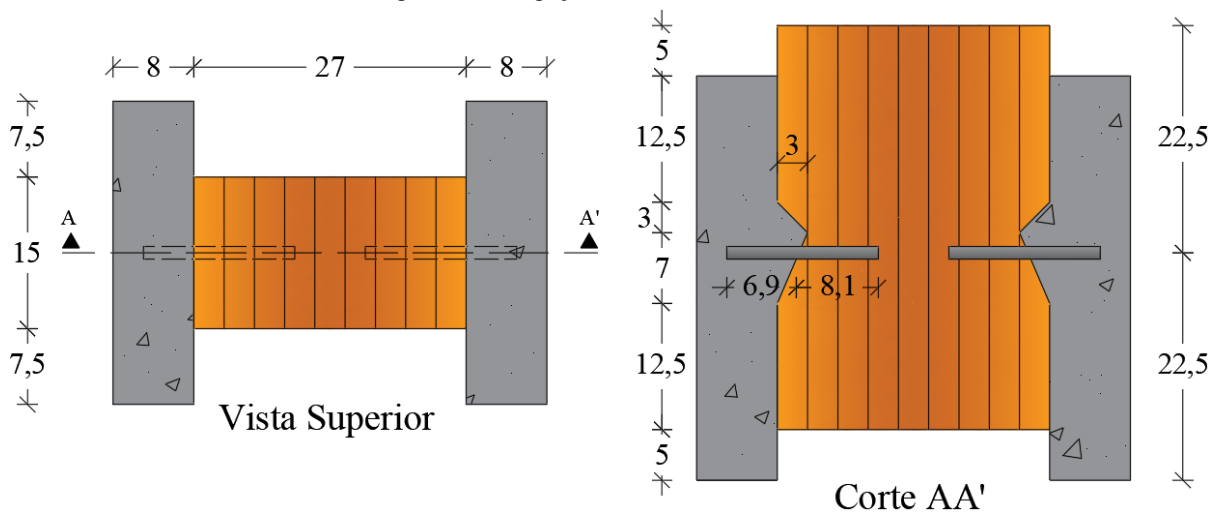
Fonte: o autor

Figura 3.4 – Ligação L4 (dimensões em cm)



Fonte: o autor

Figura 3.5 – Ligação L5 (dimensões em cm)



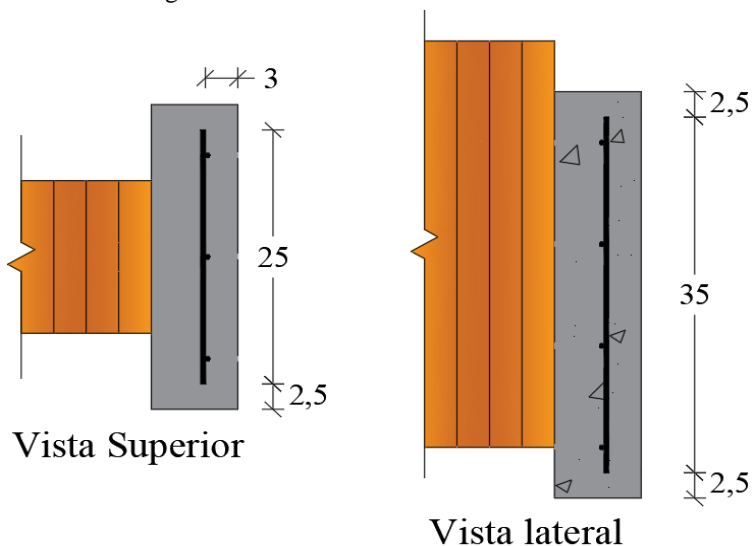
Fonte: o autor

Vale aqui destacar que não há norma específica estabelecendo a configuração dos corpos de provas mistos de madeira e concreto para os ensaios do tipo *push out*. Desta forma, foi escolhida a configuração de cisalhamento duplo, com peça central de madeira e abas laterais em concreto armado, por ser uma geometria que já foi utilizada em trabalhos anteriores realizados no Laboratório de Madeira e Estruturas de Madeira (LaMEM), como em Pigozzo (2004), Molina (2008), Miotto (2009) e Molina, Silva e Vasconcelos (2015), bem como por ser uma configuração frequentemente encontrada na literatura.

Para a fixação da barra de aço na parte central, foi realizada pré-furação na peça central de madeira com diâmetro igual a 1,25 vez o diâmetro da barra de aço empregada. Em seguida, foi realizada a colagem da barra de aço empregando adesivo estrutural de média fluidez à base

de epóxi (*Compound Adesivo*). Para evitar a fissuração do concreto, foi utilizada tela de aço CA-60 com 4,2 mm de diâmetro e espaçamento entre as barras (tanto o longitudinal quanto o transversal) igual a 10 cm, posicionadas conforme ilustra a Figura 3.6. Maiores detalhes sobre a confecção dos corpos de prova para ensaio *push out*, tais como processo de instalação dos conectores de cisalhamento, são apresentados no Apêndice A do presente texto.

Figura 3.6 – Armadura nas abas de concreto



Fonte: o autor

3.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Nesta seção são apresentados detalhes acerca da metodologia experimental, incluindo os materiais empregados e o método de ensaio, bem como os resultados obtidos e as respectivas discussões.

3.2.1 Materiais

Na sequência são apresentadas as propriedades da madeira e do concreto empregados na confecção dos corpos de prova para os ensaios de ligações para estruturas mistas de madeira e concreto.

3.2.1.1 Madeira

As partes centrais dos corpos de prova foram obtidas a partir do corte de três vigas de MLC com seção transversal de $15 \times 27 \text{ cm}$ e comprimento igual a $3,70 \text{ m}$. Os elementos estruturais foram fornecidos pela empresa ITA Construtora, sendo compostos pela colagem de

nove lamelas de *Eucalyptus grandis* por meio de adesivo poliuretano monocomponente. Foram realizados ensaios de compressão paralela às fibras e de umidade, conforme descritos a seguir.

a) Ensaios de compressão paralela às fibras

Foram extraídos doze corpos de prova com dimensões de $5 \times 5 \times 15 \text{ cm}$ de cada viga para a realização de ensaios de compressão paralela às fibras, cujo objetivo foi a determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão paralela às fibras. Os ensaios seguiram o método indicado na ABNT NBR 7190-3:2022.

Os corpos de prova foram submetidos à compressão paralela às fibras na máquina de ensaio *Amsler*, com capacidade de 250 kN. Para aferição do carregamento aplicado foi utilizada uma célula de carga de 250 kN; enquanto a deformação da madeira foi obtida a partir da determinação da variação de comprimento de dois *clips gages* com base de medida igual a 100 mm, e posicionados em faces opostas dos corpos de prova. Os dados obtidos pela célula de carga e pelos *clips gages* foram coletados por um sistema de aquisição de dados. A Figura 3.7 ilustra o ensaio de compressão paralela às fibras da madeira.

Figura 3.7 – Ensaios de compressão paralela às fibras da madeira



Fonte: o autor

Na Tabela 3.1 são apresentados os valores médios do módulo de elasticidade ($E_{c0,m}$) e da resistência à compressão paralela às fibras ($f_{c0,m}$) obtidos experimentalmente para cada viga, como também os valores médios considerando todas as vigas e os coeficientes de variação (COV). Na referida tabela também são indicados em quais ligações cada viga foi empregada.

Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de compressão paralela às fibras da madeira

Viga	Ligação	$E_{c0,m}$ (MPa) (COV)	$f_{c0,m}$ (MPa) (COV)
V1	L1/L2	17561 (17,7%)	53,84 (15,1%)
V2	L3/L4	17363 (9,9%)	57,27 (8,7%)
V3	L5	17168 (13,7%)	54,60 (6,9%)
Média		17365 (13,8%)	55,24 (10,7%)

Fonte: o autor

b) Ensaios para a determinação da umidade

Após os ensaios das ligações, foi retirado de cada peça de madeira um corpo de prova com dimensões iguais a $20 \times 30 \times 50 \text{ mm}$. Para cada um desses corpos de prova foi determinada a massa inicial (m_i), em gramas. Em seguida, esses corpos de prova foram secos em estufa a $103 \text{ }^\circ\text{C}$ até constância de massa. A massa seca (m_s) foi determinada e o teor de umidade (U) calculado por meio da Equação 3.1. Considerando todos os corpos de prova analisados, a média dos teores de umidade foi 11,2%, com coeficiente de variação igual a 8,65%.

$$U(\%) = \frac{m_i - m_s}{m_s} \cdot 100 \quad \text{Equação 3.1}$$

3.2.1.2 Concreto

O concreto empregado nos corpos de prova foi produzido no Laboratório de Estruturas da EESC/USP, tendo sido realizadas duas concretagens para a produção do volume total. Foi empregado o traço em massa 1:1,9:2,21:0,52 (cimento: areia: brita: relação água/cimento) com consumo de cimento igual a 430 kg/m^3 . Foi empregado cimento Portland CP-II-E-32, enquanto como agregados foram utilizados areia média e brita 0. A utilização da brita 0 seguiu a recomendação proposta em Miotto (2009), visando facilitar o lançamento e o adensamento do concreto.

Foi realizada a caracterização do concreto à compressão, após 28 dias da concretagem, seguindo as recomendações das normas ABNT NBR 5738:2015 e ABNT NBR 5739:2018. Em cada concretagem foram moldados seis corpos de provas cilíndricos com 10 cm de diâmetro e

20 cm de altura. Os ensaios ocorreram na máquina de ensaio *Instron*, com capacidade de 1.500 kN. Os corpos de prova foram instrumentados com *clip gages* com base de medida igual a 100 mm. A Figura 3.8 ilustra o ensaio de compressão do concreto.

Na Tabela 3.2 são apresentados os valores médios do módulo de elasticidade (E_c) e da resistência à compressão do concreto (f_c), obtidos experimentalmente para cada concretagem, como também os valores médios considerando todos os corpos de prova e os coeficientes de variação (COV). Na referida tabela também são indicados para quais tipos de ligações cada concretagem foi empregada.

Tabela 3.2 – Resultados do ensaio de compressão do concreto

Concretagem	Ligação	E_c (MPa) (COV)	f_c (MPa) (COV)
C1	L1/L2	29034,8 (7,7%)	32,79 (9,6%)
C2	L3/L4/L5	29281,8 (6,7%)	31,61 (7,7%)
Média		29158,3 (6,9%)	32,20 (8,6%)

Fonte: o autor

Figura 3.8 - Ensaio de compressão do concreto



Fonte: o autor

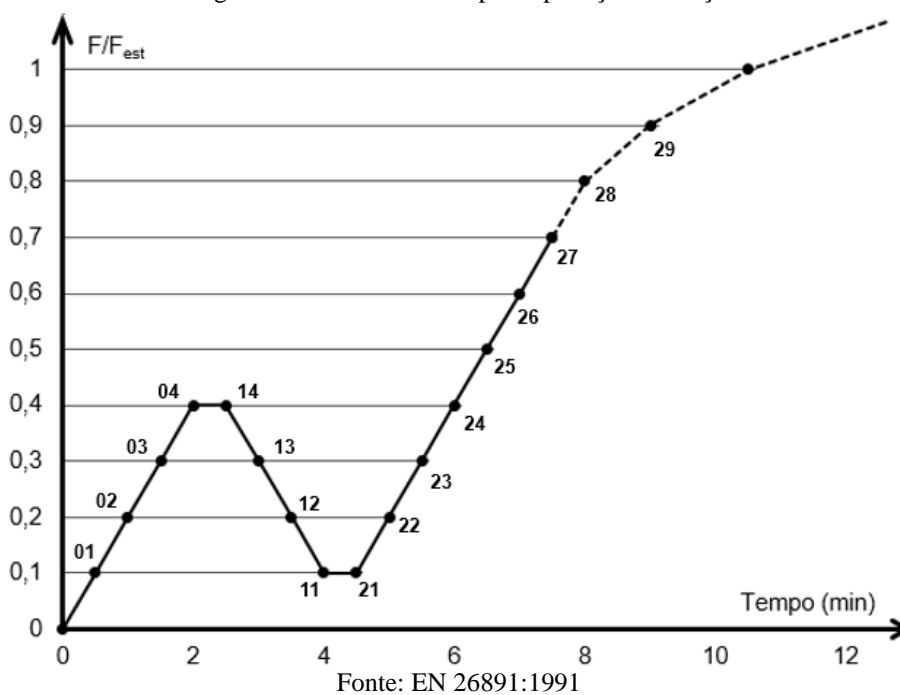
3.2.2 Método de ensaio

Foi adotado o método de ensaio recomendado pela EN 26891:1991. O procedimento de carregamento do corpo de prova misto é apresentado na Figura 3.9. O carregamento é aplicado

até 40% da força de ruptura estimada, devendo permanecer neste patamar por 30 s. Em seguida, o carregamento é reduzido para um valor igual a 10% da força de ruptura estimada, mantendo-se constante neste nível por 30 segundos. A força é então incrementada até que ocorra a ruptura do corpo de prova.

Para cada tipo de ligação foram confeccionadas quatro réplicas para ensaio. O primeiro corpo de prova de cada ligação foi submetido ao ciclo de carregamento indicado na Figura 3.9 tendo como base uma força máxima estimada por meio de um modelo numérico preliminar. Para os demais corpos de prova de cada ligação, o ciclo de carregamento tinha como base a força de ruptura obtida na análise experimental da primeira réplica.

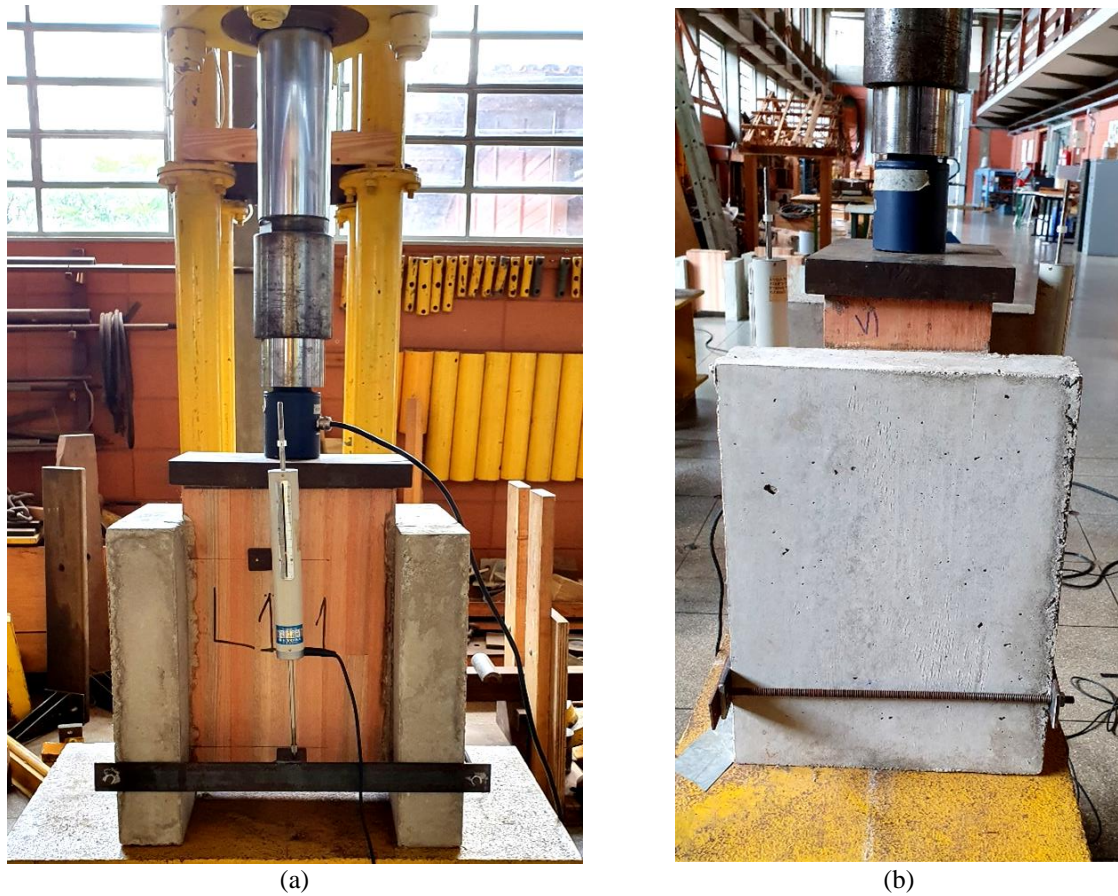
Figura 3.9 - Procedimento para aplicação de força



Para a realização dos ensaios, foram utilizados os seguintes equipamentos: pórtico de reação com atuador hidráulico com capacidade de 480 kN, acionado por controle manual; sistema de aquisição de dados externo; célula de carga; e transdutores de deslocamento com curso máximo de 100 mm, posicionados nas faces opostas dos corpos de prova.

Para as ligações **L1**, **L2** e **L3** foi utilizada uma célula de carga de 250 kN. Entretanto, como foram obtidos valores elevados para a força de ruptura, foi necessário a troca por uma célula de carga de 800 kN nos ensaios das ligações **L4** e **L5**. Na Figura 3.10 é ilustrada a configuração de ensaio com os equipamentos utilizados.

Figura 3.10 - Corpo de prova posicionado para ensaio: (a) vista frontal; (b) vista lateral



Fonte: o autor

3.2.3 Resultados e Discussões

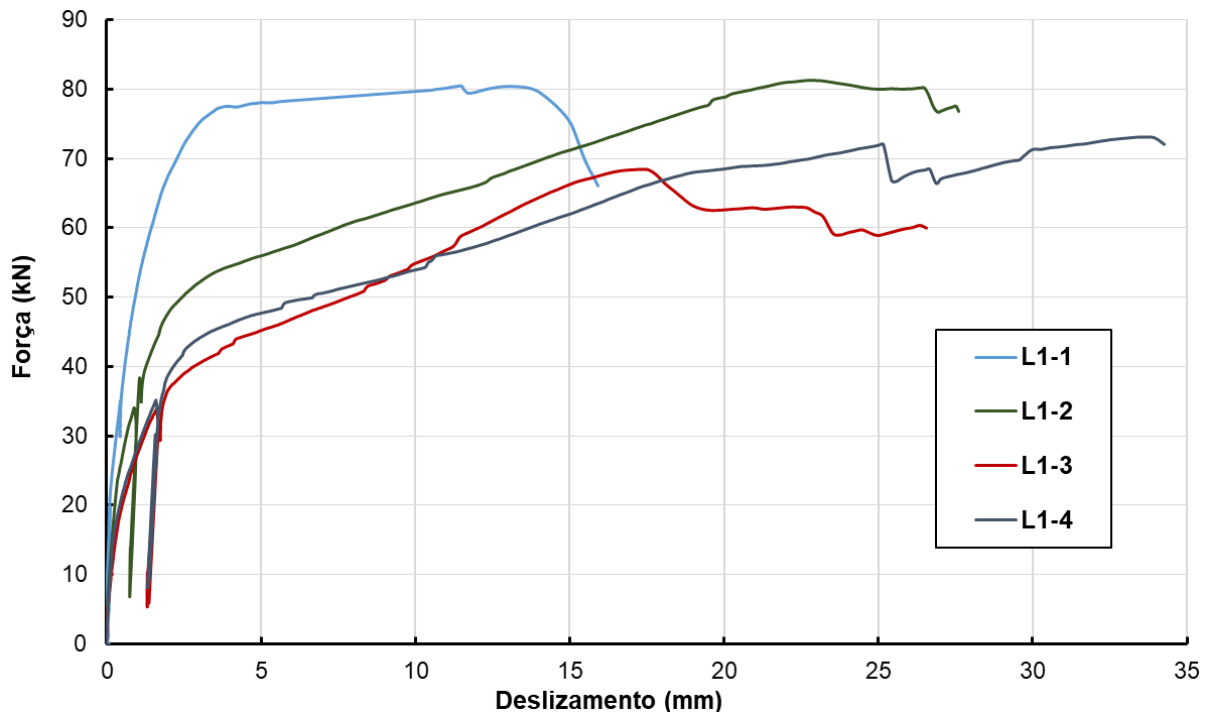
Com os ensaios *push out* é possível obter a força de ruptura (F_{ult}) e o módulo de deslizamento (K_{ser}). A força de ruptura é igual a força máxima alcançada pelo corpo de prova ou a força que causa um deslizamento relativo entre a madeira e o concreto igual a 15 mm, escolhendo-se aquele que ocorrer primeiro. O módulo de deslizamento em serviço é calculado por meio da Equação 3.2, em que F_{est} é a força máxima estimada, v_{04} e v_{01} são os deslocamentos relativos entre os materiais correspondentes aos pontos **04** e **01**, respectivamente, do gráfico apresentado na Figura 3.9.

$$K_{ser} = \frac{0,3 \cdot F_{est}}{v_{04} - v_{01}} \quad \text{Equação 3.2}$$

Nas Figuras 3.11 a 3.15 são apresentadas as curvas “força versus deslizamento relativo para as ligações **L1**, **L2**, **L3**, **L4** e **L5**, respectivamente. Na Tabela 3.3 é apresentado um resumo das forças de ruptura e dos módulos de deslizamento obtidos experimentalmente para cada

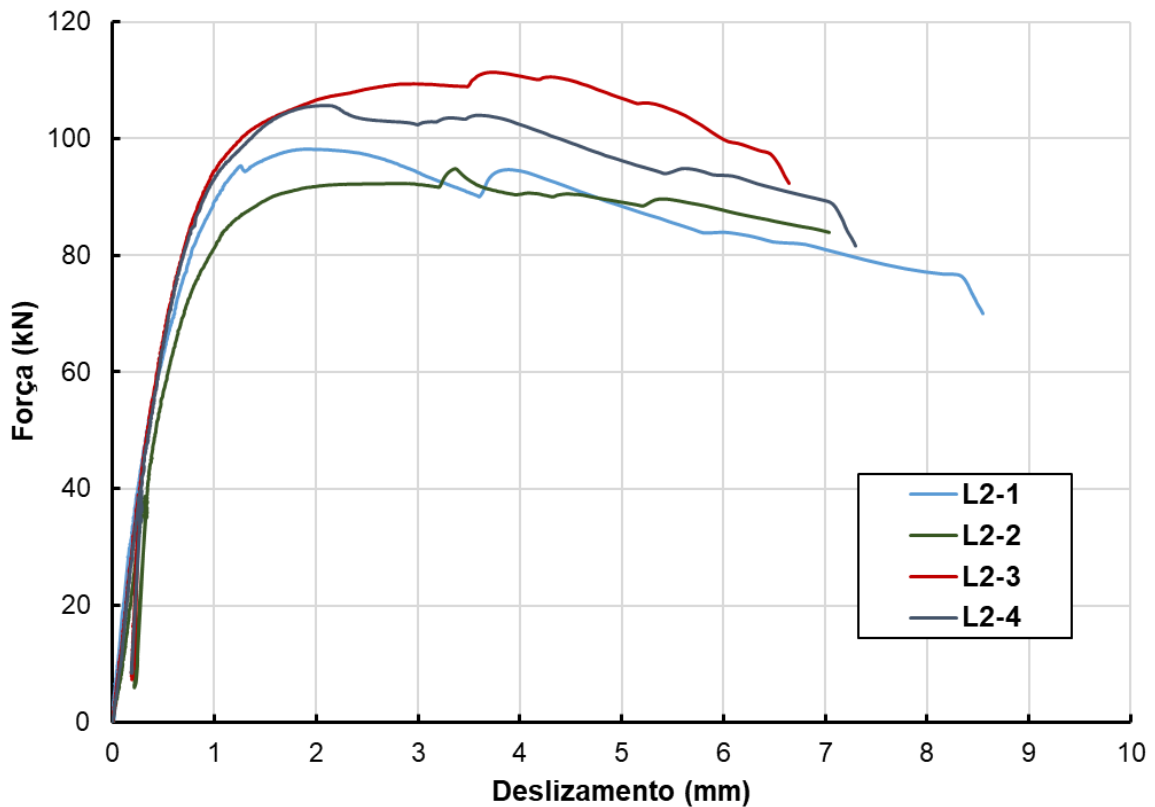
corpo de prova, bem como os valores médios e coeficientes de variação (COV) para cada ligação.

Figura 3.11 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L1



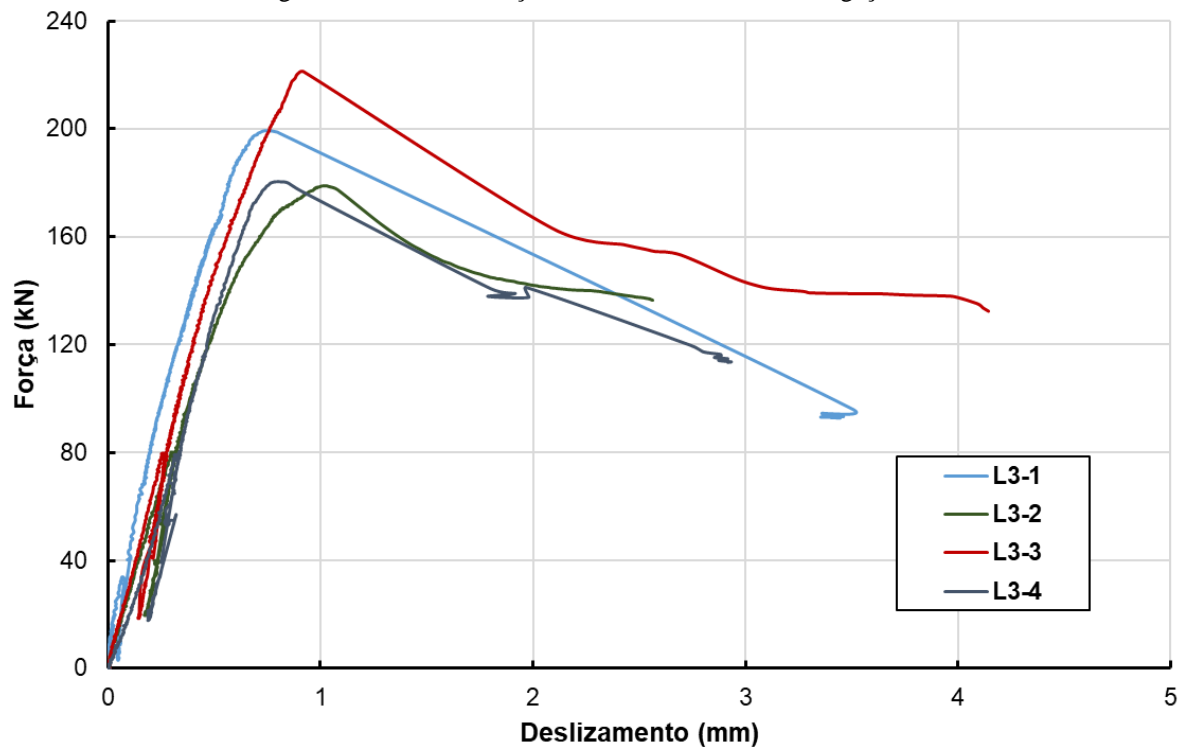
Fonte: o autor

Figura 3.12 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L2



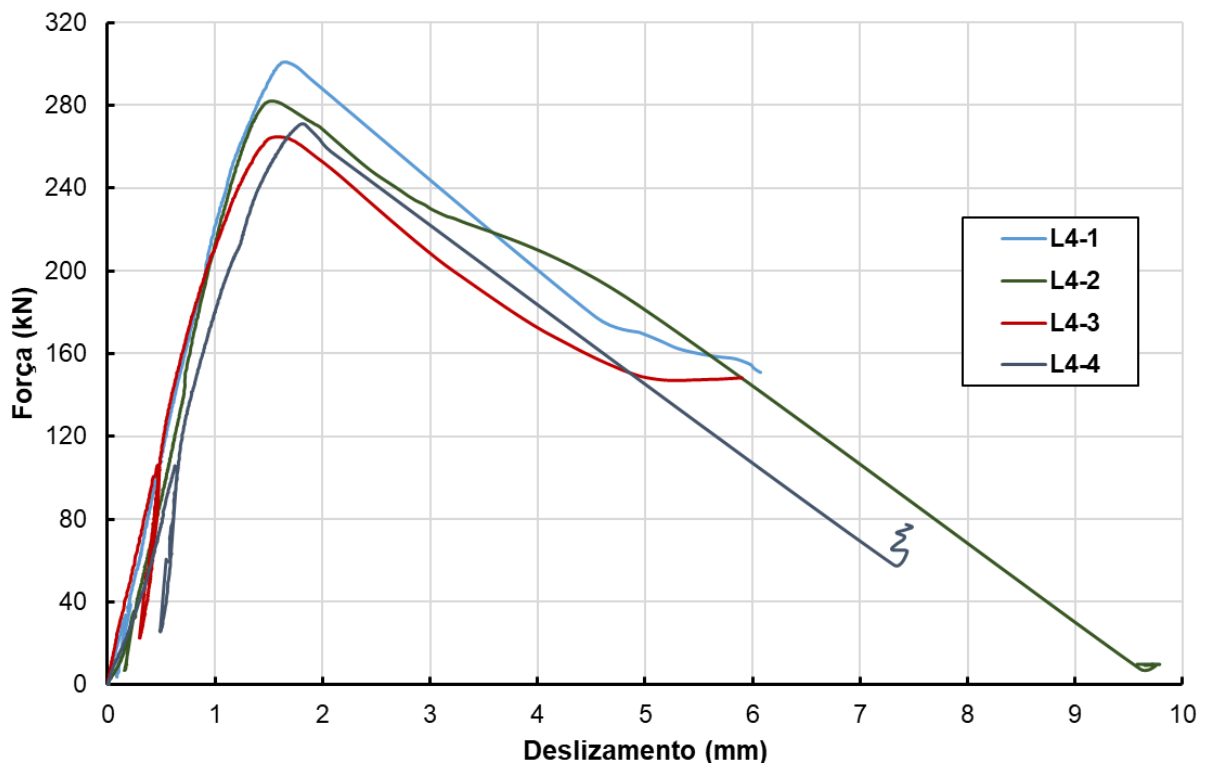
Fonte: o autor

Figura 3.13 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L3



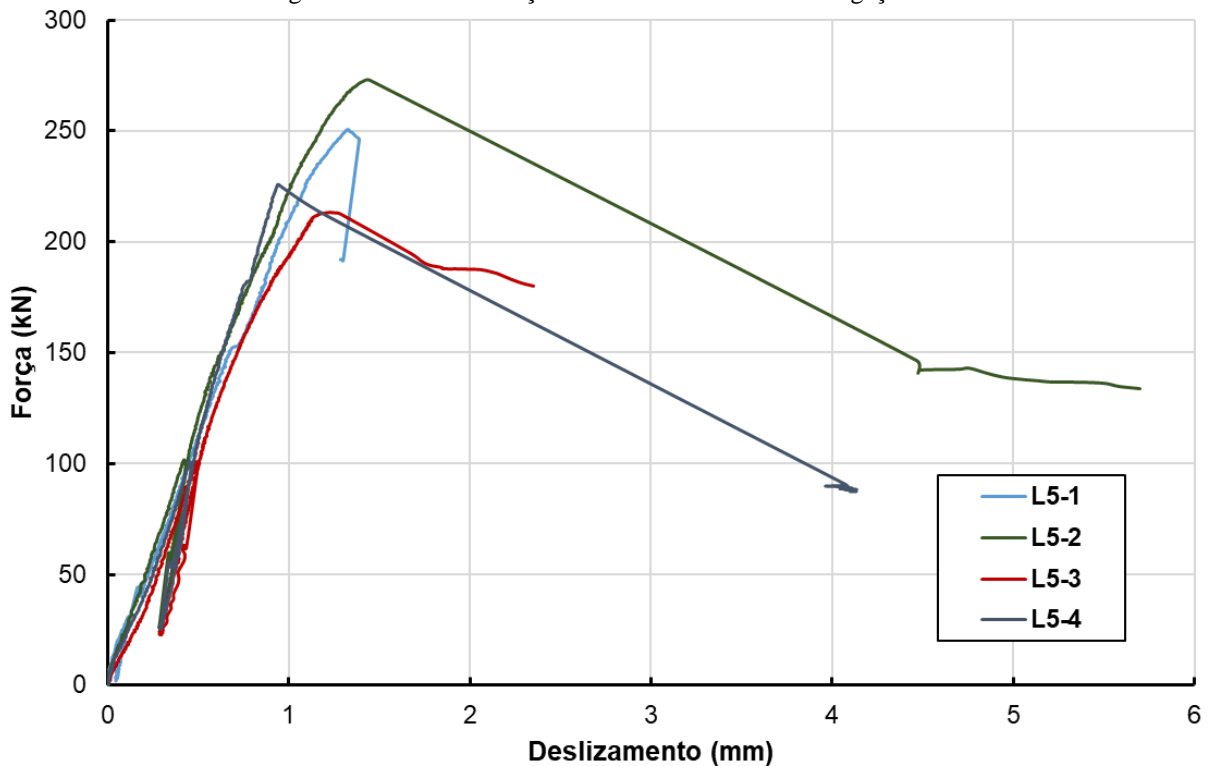
Fonte: o autor

Figura 3.14 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L4



Fonte: o autor

Figura 3.15 - Curvas força x deslizamento relativo - Ligação L5



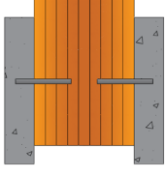
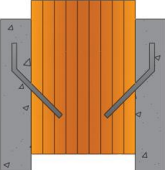
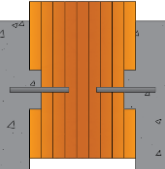
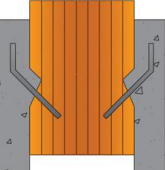
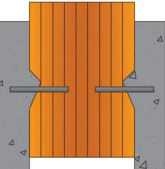
Fonte: o autor

Pelos resultados apresentados na Figura 3.11 é possível observar que a ligação **L1** apresentou valores elevados de deslizamento relativo entre a peça central de madeira e as abas laterais de concreto. Com exceção do corpo de prova **L1-1**, a força de ruptura foi determinada a partir do deslizamento limite igual a 15 mm. A partir das curvas *força versus deslizamento relativo* da Figura 3.11 e dos valores apresentados na Tabela 3.3, é possível observar que o comportamento do corpo de prova **L1-1** diferiu dos demais, mostrando-se mais rígido. Tal fato fez com que o valor do coeficiente de variação do módulo de deslizamento desta ligação aumentasse.

Nas curvas apresentadas na Figura 3.12 é possível observar que a força última em todos os corpos de prova da ligação **L2** foi determinada pela força máxima aplicada. Esta ligação não apresentou valores de deslizamento relativo entre os materiais tão expressivos quanto os apresentados pela ligação **L1**. É possível observar que, em média, a força de ruptura equivale a um deslizamento relativo igual a 3,7 mm.

As curvas apresentadas na Figura 3.13 mostram que a ruptura de todos os corpos de prova da ligação **L3** ocorreu pela máxima força aplicada e que o deslizamento relativo entre os materiais no momento da ruptura é pequeno, apresentado valor médio igual a 0,87 mm. Ainda é possível observar que a ligação **L3** apresentou um comportamento linear até a força máxima, e que após a ruptura a capacidade de suportar forças aplicadas caiu rapidamente.

Tabela 3.3 - Resumo das forças de ruptura e módulo de deslizamento obtidos experimentalmente.

	Corpo de prova	$F_{ult}/conector$ (kN)		$K_{ser}/conector$ (kN/mm)	
		Valor	Média (COV)	Valor	Média (COV)
	L1-1	40,30	35,03 (11,3%)	82,32	29,70 (118,7%)
	L1-2	35,61		17,27	
	L1-3	33,15		9,24	
	L1-4	31,08		9,97	
	L2-1	49,08	51,27 (7,3%)	81,52	75,54 (11,5%)
	L2-2	47,44		63,33	
	L2-3	55,69		75,40	
	L2-4	52,86		81,90	
	L3-1	99,70	97,48 (10,2%)	260,87	170,06 (36,1%)
	L3-2	89,49		128,21	
	L3-3	110,58		152,28	
	L3-4	90,16		138,89	
	L4-1	150,38	139,84 (5,7%)	97,33	96,52 (9,7%)
	L4-2	141,16		87,33	
	L4-3	132,36		109,24	
	L4-4	135,44		92,20	
	L5-1	125,43	118,68 (13,2%)	108,17	114,28 (4,6%)
	L5-2	136,43		120,97	
	L5-3	106,68		114,33	
	L5-4	112,94		113,64	

Fonte: o autor

Assim como a ligação **L3**, a ligação **L4** apresentou um comportamento linear até a ruptura, com perda rápida da capacidade de suporte após a ruptura (Figura 3.14). A força de ruptura também foi determinada pela força máxima aplicada e foi observado que o deslizamento relativo entre a madeira e concreto foi de 1,65 mm.

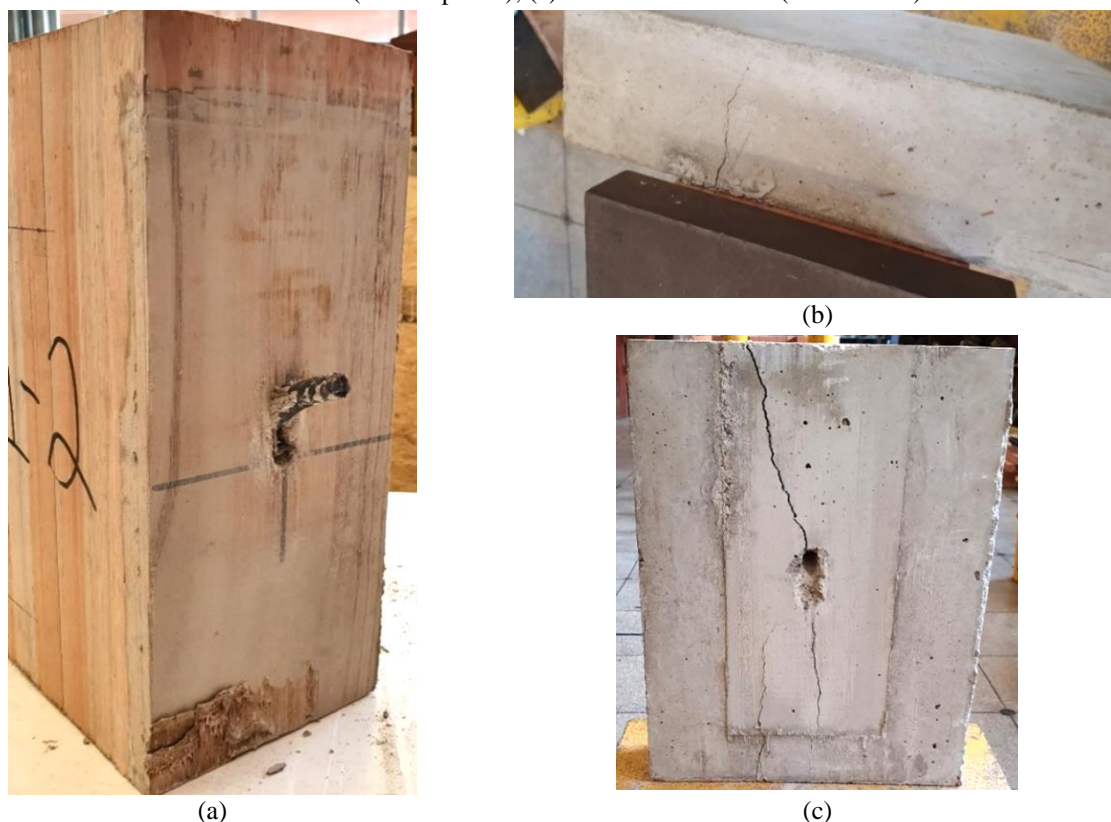
A ligação **L5** apresentou comportamento semelhante ao das demais ligações com entalhes, com comportamento linear até se atingir a força de ruptura, que foi determinada pela força máxima aplicada nos corpos de prova. O deslizamento relativo médio entre a madeira e o concreto foi de 1,2 mm. O ensaio do corpo de prova **L5-1** foi feito com uma célula de carga com capacidade de 250 kN. Desta forma, o ensaio teve de ser parado ao se atingir esse nível de força. Por essa razão, a força de ruptura desta amostra não é considerada no cálculo da força de

ruptura média da ligação apresentada na Tabela 3.3. Para as demais amostras, foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 800 kN.

Com relação aos mecanismos de ruptura dos corpos de prova, foi possível observar que a ruptura das amostras da ligação **L1** se deu basicamente pela flexão das barras de aço, bem como pelo seu embutimento na madeira, sendo também constatada fissuras no concreto (Figura 3.16). Os mecanismos de ruptura observados para a ligação **L2** foram o embutimento da barra de aço na madeira e uma pequena flexão dos pinos, conforme ilustrado na Figura 3.17. Após a finalização do ensaio, ao se tentar remover as abas laterais de concreto, alguns dos pinos se descolaram da peça central de madeira (Figura 3.17b).

Para as ligações com entalhes, o principal mecanismo de ruptura observado foi o cisalhamento do concreto no entalhe, sendo verificada também a flexão da barra de aço, sendo essa flexão mais suave no caso do pino inclinado. Em alguns corpos de prova foi observada também a fissuração da parte externa da aba de concreto. Para a ligação **L4**, ocorreu em alguns corpos de prova o arrancamento dos pinos metálicos após a análise experimental. As Figuras 3.18 a 3.20 ilustram os mecanismos de ruptura observados nas ligações **L3**, **L4** e **L5**, respectivamente.

Figura 3.16 – Ruptura ligação L1: (a) Detalhe da flexão da barra de aço e seu embutimento na madeira; (b) Fissura no concreto (vista superior); (c) Fissura no concreto (face interna)



Fonte: o autor

Figura 3.17 – Ruptura ligação L2: (a) Detalhe da flexão da barra de aço e seu embutimento na madeira; (b) Arrancamento do pino



(a)



(b)

Fonte: o autor

Figura 3.18 – Ruptura ligação L3: (a) Cisalhamento do concreto no entalhe; (b) Flexão da barra de aço



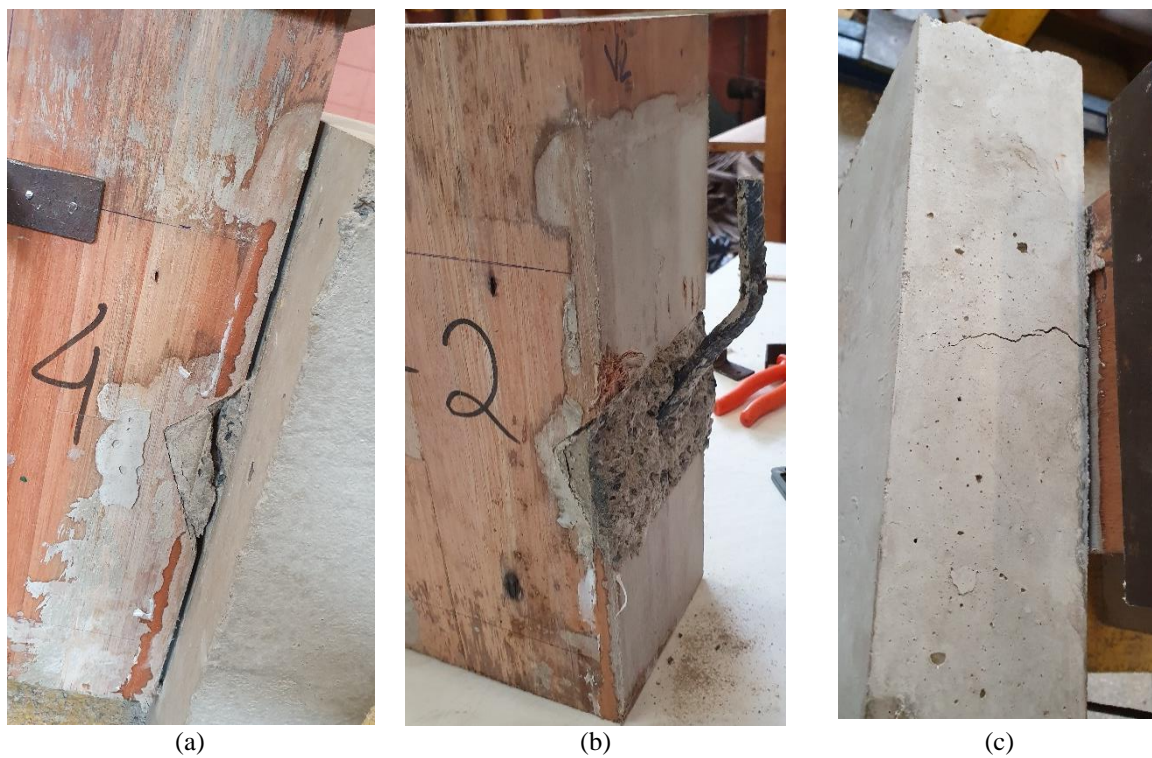
(a)



(b)

Fonte: o autor

Figura 3.19 – Ruptura ligação L4: (a) Cisalhamento do entalhe; (b) Flexão do pino metálico; (c) Fissura no concreto



Fonte: o autor

Figura 3.20 – Ruptura ligação L5: (a) Detalhe do cisalhamento do concreto no entalhe; (b) Flexão da barra de aço



Fonte: o autor

Com relação aos valores médios de força de ruptura e de módulo de deslizamento apresentados na Tabela 3.3, é possível observar que os menores valores de resistência e rigidez ocorreram para a ligação **L1**, enquanto a ligação mais rígida foi a **L3** e a mais resistente a **L4**. Comparando-se as duas ligações sem entalhes, **L1** e **L2**, é possível constatar que a solução com barra inclinada apresentou valor de força de ruptura 1,5 vez superior ao da barra reta, enquanto que o módulo de deslizamento foi 2,6 vezes superior.

Quando comparadas as ligações **L1** e **L3** é possível notar que ao acrescentar o entalhe retangular à ligação a resistência aumentou 2,8 vezes enquanto a rigidez aumentou 5,7 vezes. Quando a ligação **L5** é comparada a ligação **L1** é possível observar que adição do entalhe triangular à ligação com barra reta elevou em 3,4 vezes a força de ruptura e em 3,84 vezes o módulo de deslizamento. Com relação às ligações com barras inclinadas, repara-se que a solução com entalhe (**L4**) apresentou força de ruptura 2,7 vezes superior à apresentada pela solução sem entalhe (**L2**) e módulo de deslizamento foi aumentado em 1,3 vezes.

Ao se comparar as ligações com barras retas e entalhes, observa-se que o entalhe triangular (**L5**) apresentou força de ruptura 1,2 vez superior ao entalhe retangular (**L3**). Por outro lado, o módulo de deslizamento do entalhe triangular (**L5**) apresentou valor 0,7 vezes o valor apresentado pelo entalhe retangular (**L3**).

Ao se empregar entalhes triangulares associados com barras retas e inclinadas também são constatadas diferenças nos valores de resistência e rigidez. A associação da barra reta e entalhe triangular (**L5**) gerou uma conexão com resistência igual a 0,8 vezes a resistência da associação de barra inclinada e entalhe triangular (**L4**) e com módulo de deslizamento com valor igual a 1,2 vezes o módulo de deslizamento da ligação **L4**.

Foram observadas também diferenças no modo de ruptura das ligações. As ligações sem entalhes apresentaram como principais modos de ruptura a flexão do pino metálico e o seu embutimento na madeira. As ligações com entalhe, por outro lado, o principal modo de ruptura foi a ruptura por cisalhamento do concreto presente no entalhe.

A ruptura por cisalhamento do concreto traz como consequência um comportamento pouco dúctil para a ligação. Foi possível observar que as ligações com entalhes apresentaram deslizamentos pequenos antes da ruptura do corpo de prova, principalmente a ligação **L3**. Por outro lado, as ligações sem entalhes exibiram maiores deslizamentos relativos entre a madeira e o concreto, principalmente a **L1**.

Constatou-se que o entalhe triangular permitiu maior deslizamento entre a madeira e o concreto quando comparado ao entalhe retangular. Como consequência disso, o módulo de

deslizamento observado para os entalhes triangulares é inferior ao observado para o entalhe retangular. Por outro lado, a força de ruptura atingida pelos corpos de prova com entalhes triangulares é superior à do entalhe retangular. Essa constatação pode estar relacionada com o fato de que a restrição de deslocamento do concreto no entalhe retangular faz com que as tensões de cisalhamento nele se elevem mais rapidamente, fazendo com que atinja a ruptura antes do entalhe triangular.

Ao se comparar os resultados da ligação **L1** com os obtidos por Molina *et al.* (2020) em que também foram analisadas barras de aço com 12,5 mm de diâmetro e coladas perpendiculares às fibras de madeira, é possível observar que os valores aqui determinados de força última e módulo de deslizamento por conector encontram-se próximos aos do referido trabalho.

A comparação dos resultados da ligação **L2** com os apresentados por Miotto (2009) para barras de aço com diâmetro de 10,0 mm coladas formando 45° com as fibras da madeira, mostra que a barra de aço com 12,5 mm aqui analisada se apresentou 1,52 vezes mais resistente e 2,67 vezes mais rígida. Deve se destacar, contudo, que a configuração do corpo de prova utilizada pelo autor foi diferente da aqui empregada, tendo sido utilizados dois conectores por plano de cisalhamento.

Yeoh *et al.* (2011b) ao estudar uma ligação com entalhe retangular associado um parafuso encontrou resistência 1,42 vezes superior e rigidez 1,45 vezes superior ao obtido nesta pesquisa para a ligação **L3**. Porém, deve-se ressaltar que no referido trabalho o comprimento e a profundidade do entalhe foram superiores, bem como o diâmetro do parafuso empregado.

Em Djoubissie *et al.* (2018) foram avaliados entalhes triangulares associados a barras de aço com 12,0 mm de diâmetro. A ligação **L5** aqui ensaiada apresentou resistência 2,18 vezes superior e rigidez 1,20 vezes superior ao conector equivalente no referido trabalho. A ligação **L4**, quando comparada a correspondente na pesquisa referenciada, apresentou resistência 2,10 vezes superior e rigidez equivalente a 0,84 vezes a da ligação ensaiada pelos autores. No entanto, deve-se destacar que no referido trabalho o comprimento e a largura do entalhe foram inferiores, enquanto que a altura foi superior. Além disso, os autores utilizaram uma outra configuração para o ensaio *push out*, a de cisalhamento assimétrico, o que dificulta a comparação dos resultados.

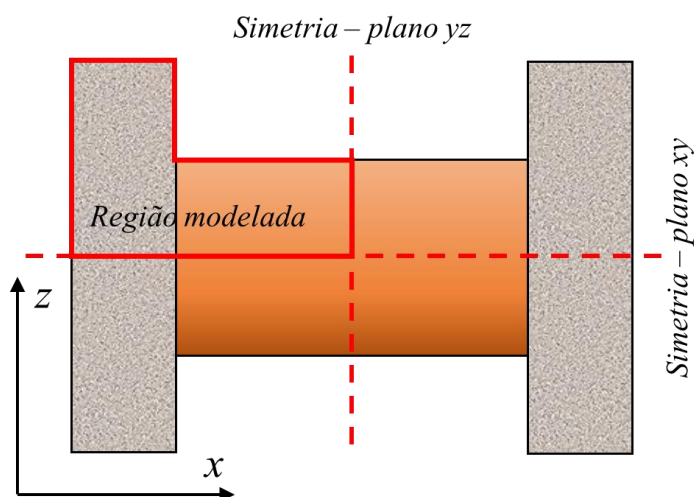
3.3 ANÁLISE NUMÉRICA

Nesta seção são apresentados detalhes acerca da metodologia numérica, incluindo configuração do modelo, malha de elementos finitos, condições de contorno e de carregamento, modelos constitutivos dos materiais e considerações sobre interações entre os componentes do modelo, bem como os resultados obtidos e as respectivas discussões.

3.3.1 Configuração do modelo

Os corpos de prova mistos de madeira e concreto das cinco ligações analisadas experimentalmente apresentam dupla simetria. Desta forma, visando reduzir o tempo de processamento, foi modelado um quarto do corpo de prova, conforme esquematizado na Figura 3.21. Além disso, na região do apoio e de carregamento foram consideradas placas rígidas para se evitar problemas de convergência devido à concentração de tensões nas regiões.

Figura 3.21 - Simetria dos corpos de provas mistos de madeira e concreto



Fonte: o autor

3.3.2 Malha de elementos finitos

Todos os componentes dos modelos numéricos foram modelados a partir de elementos finitos disponíveis na biblioteca interna do *Abaqus*. Para a armadura presente no concreto foram utilizados elementos do tipo *T3D2*, os quais consistem em elementos de barra tridimensionais com dois nós e interpolação linear, com tamanho aproximado de 5 mm. As placas de apoio e de carregamento foram representadas por elementos finitos sólidos do tipo *C3D8*, com oito nós e interpolação linear.

Em relação aos modelos numéricos L1 e L3, tanto a madeira quanto o concreto foram representados por elementos finitos do tipo *C3D8*. Para os demais modelos, como consequência dos trechos inclinados, além dos elementos *C3D8*, foram utilizados elementos finitos do tipo *C3D6*, os quais consistem em elementos finitos sólidos com seis nós e interpolação linear. Para as ligações L1, L3 e L5 foram usados elementos com tamanho variando entre 4 mm (mais próximo ao conector) e 12 mm (para as regiões mais afastadas), enquanto para as ligações L2 e L4 foram utilizados elementos finitos com dimensões variando entre 5 e 10 mm.

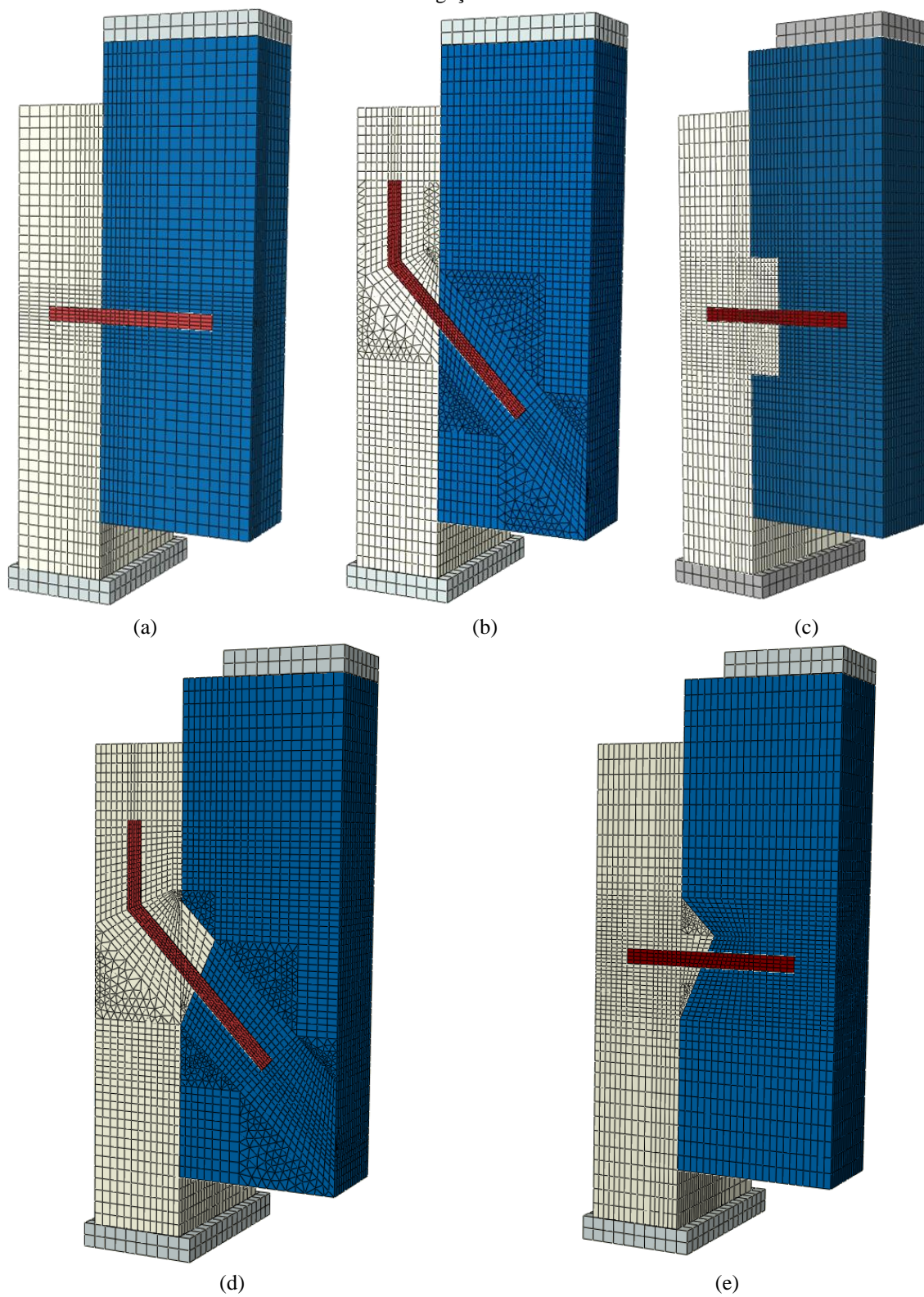
Os conectores de cisalhamento também foram representados por elementos do tipo *D3D8*. Para as ligações com barras retas, foi adotado um maior refinamento para a região próxima à interface madeira-concreto, com dimensão aproximada de 4 mm, tendo as dimensões aumentado progressivamente até 10 mm nas pontas dos conectores. Nos modelos com conectores de cisalhamento inclinados, devido ao modelo de contato utilizado (será apresentado na seção 3.3.5), foram utilizados elementos finitos com dimensões aproximadas de 3,5 mm. A Tabela 3.4 apresenta as características da malha de elementos finitos de cada modelo numérico, e na Figura 3.22 estão ilustradas as malhas de todos os modelos numéricos.

Tabela 3.4 - Característica das malhas de elementos finitos

Modelo	Quantidade de elementos		
	C3D8	C3D6	T3D2
Ligação L1	23.104	-	240
Ligação L2	29.756	12.784	240
Ligação L3	50.294	-	240
Ligação L4	41.135	12.955	240
Ligação L5	50.462	2.069	240

Fonte: o autor

Figura 3.22 - Malha de elementos finitos: (a) Ligação L1; (b) Ligação L2; (c) Ligação L3; (d) Ligação L4; (e) Ligação L5

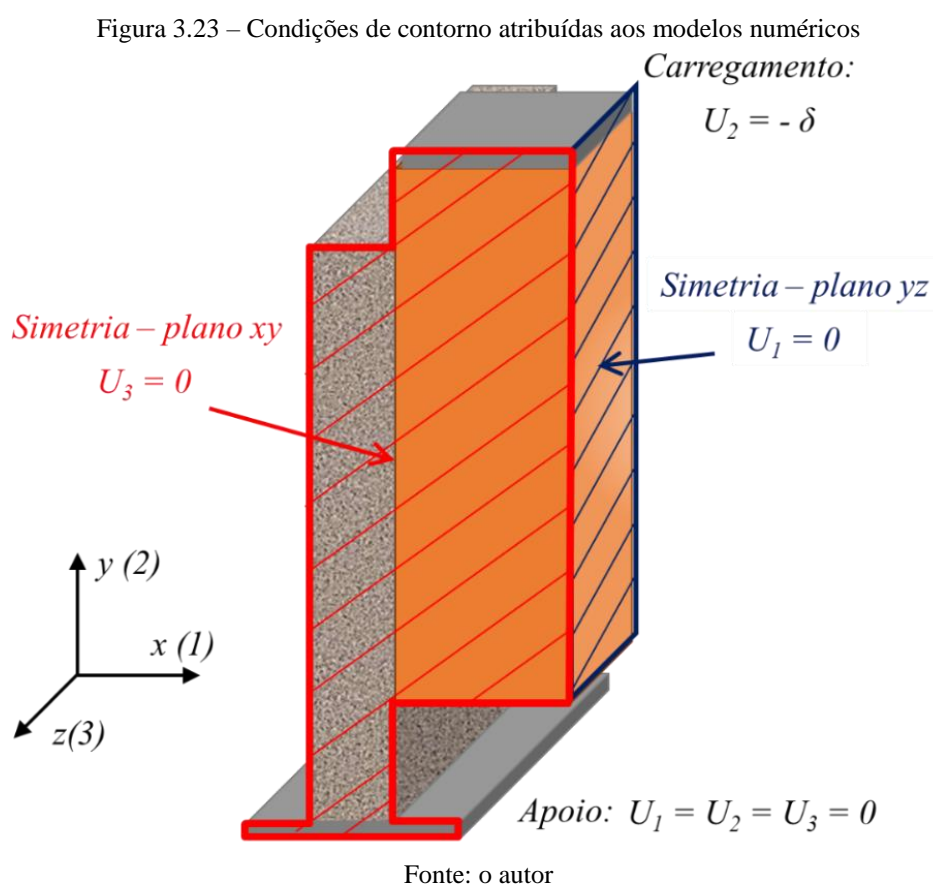


Fonte: o autor

3.3.3 Condições de contorno e carregamento

Foram atribuídas condições de contorno referentes tanto às condições de vinculação do próprio ensaio, como também às relacionadas à simetria dos corpos de prova. Com relação às condições do ensaio, a base da placa que serve como apoio teve as translações restringidas nas três direções ($U_1 = U_2 = U_3 = 0$) e na parte superior da placa de carregamento foi aplicado um deslocamento δ ($U_2 = -\delta$), cujo valor depende do corpo de prova analisado.

Para levar em consideração a simetria do corpo de prova no plano xy , foram restringidos os deslocamentos de translação na direção z ($U_3 = 0$), enquanto que a simetria no plano yz foi considerada por meio da restrição dos deslocamento de translação na direção x ($U_1 = 0$). Um resumo das condições de contorno dos modelos numéricos é apresentado na Figura 3.23.



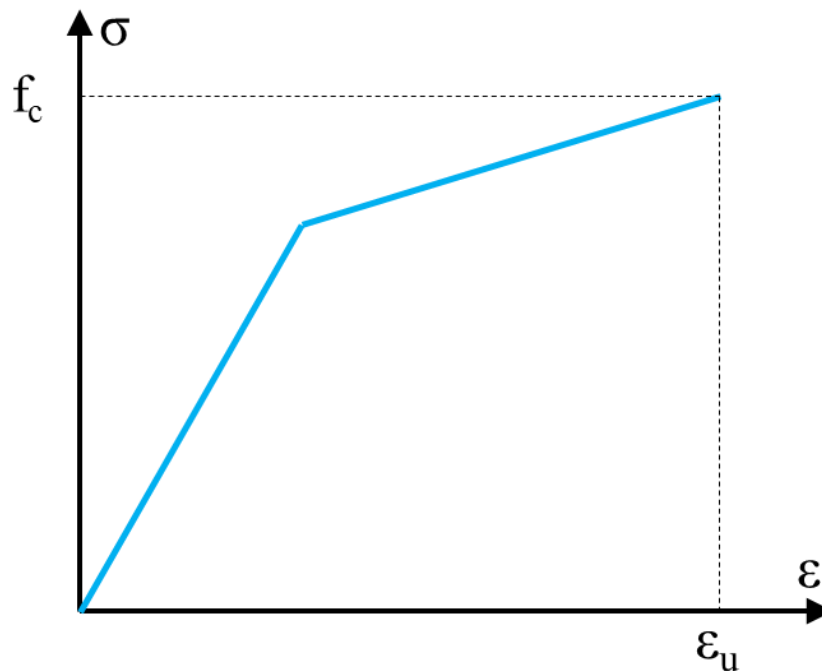
3.3.4 Modelos constitutivos

Nesta seção são apresentados os modelos constitutivos adotados para a madeira, para o concreto, para o aço e para as placas de apoio e carregamento.

3.3.4.1 Madeira

Empregou-se um modelo elastoplástico ortotrópico associado ao critério de resistência de Hill, o qual consiste em uma extensão do critério de von Mises para materiais anisotrópicos, seguindo as indicações dos trabalhos de Dias *et al.* (2007), Molina (2008), Miotto (2009) e Fernandes (2018). O comportamento *tensão versus deformação* da madeira foi adotado como bilinear, conforme Figura 3.24. Como simplificação, admitiu-se que o comportamento da madeira na tração e na compressão são equivalentes, como também não foi feita distinção entre as propriedades nas direções radial e tangencial.

Figura 3.24 - Curva tensão versus deformação da madeira na compressão



Fonte: o autor

Para a caracterização da fase elástica foi utilizado o módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras obtido experimentalmente ($E_{c0,m}$) e as relações entre as propriedades elásticas indicadas em Dias *et al.* (2007), as quais são apresentadas nas Equações 3.3 a 3.6, em que E_1 é o módulo de elasticidade na direção paralela às fibras ($E_1 = E_{c0,m}$), E_2 e E_3 são os módulos de elasticidade à compressão nas direções radial e tangencial e G_{12} , G_{13} e G_{23} são os módulos de elasticidade transversais nos planos 1-2, 1-3 e 2-3, respectivamente. Os coeficientes de Poisson foram definidos de acordo com o trabalho de Tran *et al.* (2018), assumindo os seguintes valores: $\nu_{12} = \nu_{13} = 0,41$ e $\nu_{23} = 0,33$.

$$E_2 = E_3 = \frac{E_1}{30} \quad \text{Equação 3.3}$$

$$G_{12} = \frac{E_1 + E_2}{32} \quad \text{Equação 3.4}$$

$$G_{13} = \frac{E_1 + E_3}{32} \quad \text{Equação 3.5}$$

$$G_{23} = \frac{E_2 + E_3}{32} \quad \text{Equação 3.6}$$

Para a aplicação do critério de resistência de Hill no código computacional *Abaqus* é necessária a definição de uma tensão de referência (σ_1), adotada como sendo igual à tensão da madeira à compressão na direção longitudinal às suas fibras (σ_c), e a relação entre as tensões de compressão nas direções normais (σ_2 e σ_3) com a tensão de referência e a relação entre as tensões de cisalhamento (σ_{12} , σ_{13} e σ_{23}) com a tensão de referência. Os valores adotados estão indicados nas Equações 3.7 e 3.8.

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = 0,30 \quad \text{Equação 3.7}$$

$$\frac{\sqrt{3} \cdot \sigma_{12}}{\sigma_1} = \frac{\sqrt{3} \cdot \sigma_{13}}{\sigma_1} = \frac{\sqrt{3} \cdot \sigma_{23}}{\sigma_1} = 0,20 \quad \text{Equação 3.8}$$

3.3.4.2 Concreto

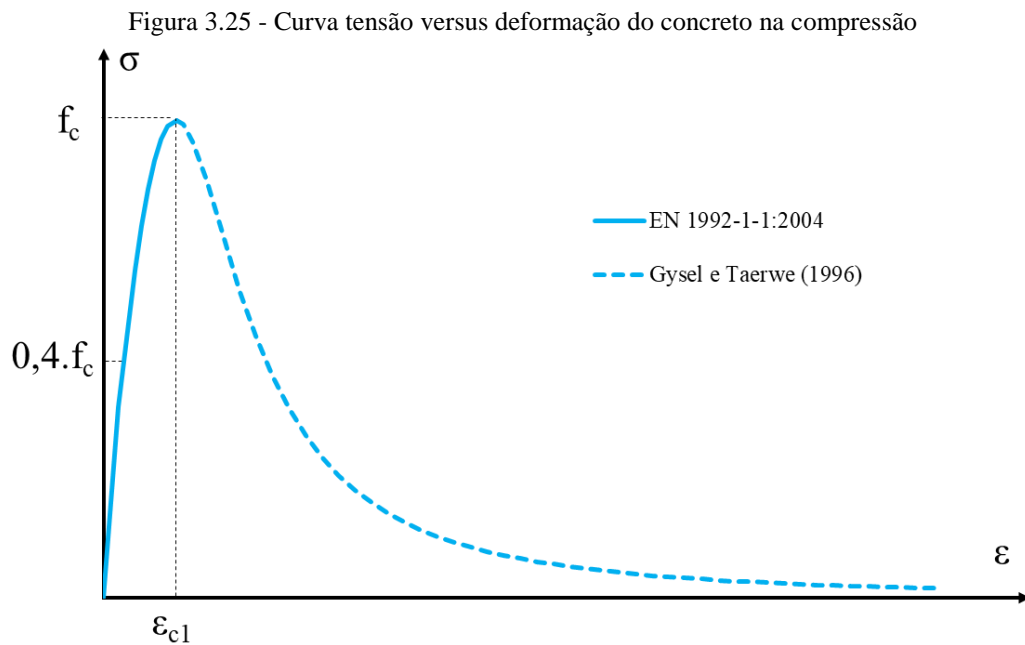
O concreto foi representado pelo modelo *Concrete Damaged Plasticity*, disponível na biblioteca de materiais do *Abaqus*. De acordo com o manual do usuário do *Abaqus*, tal modelo representa o comportamento inelástico do material por meio do emprego de conceitos de dano elástico isotrópico juntamente com a plasticidade isotrópica na compressão e na tração, assumindo dois modos de ruptura: fratura na tração e esmagamento na compressão. Para o emprego do modelo, foram necessárias as seguintes definições:

a) Definição da fase elástica

Para a definição da fase elástica foi adotado o módulo de elasticidade à compressão obtido experimentalmente e o coeficiente de Poisson indicado pela ABNT NBR 6118:2014, cujo valor é igual a 0,2.

b) Comportamento do concreto na compressão

Foi utilizada a curva *tensão x deformação* do concreto na compressão apresentada no trabalho de Santos *et al.* (2020) (Figura 3.25), a qual é composta por duas partes: a parte inicial é definida pela formulação apresentada pela EN 1992-1-1:2004, enquanto que a segunda parte, que consiste em uma extensão após a falha, é definida pela formulação apresentada em Van Gysel e Taerwe (1996).



A Equação 3.9 indica a relação entre a tensão (σ_c) e deformação (ϵ_c) na compressão do concreto, apresentada pela EN 1992-1-1:2004, em que k e η são definidos por meio das Equações 3.10 e 3.11, respectivamente. Nas Equações 3.9 a 3.11, f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto (MPa), E_c é o módulo de elasticidade do concreto (MPa) e ϵ_{c1} é a deformação correspondente à tensão máxima do concreto (que para o concreto empregado é igual a 2,2 ‰).

$$\sigma_c = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \cdot f_{cm} \quad \text{Equação 3.9}$$

$$k = 1,05 \cdot E_c \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad \text{Equação 3.10}$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad \text{Equação 3.11}$$

Para o modelo empregado, a formulação apresentada pela EN 1992-1-1:2004 é válida até valores de deformação iguais a ε_{c1} . A partir deste ponto, é utilizada a formulação de Van Gysel e Taerwe (1996), apresentada na Equação 3.12, com K definido na Equação 3.13 e n sendo um parâmetro de ajuste que, de acordo com Santos *et al.* (2020), tem valor igual a 3,05.

$$\sigma_c = \frac{\eta \cdot n}{n - 1 + \eta^{K \cdot n}} \cdot f_{cm} \quad \text{Equação 3.12}$$

$$K = 1 + 0.065 \cdot e^{\left(\frac{f_{cm} - 60}{11,5}\right)} \quad \text{Equação 3.13}$$

Para representar a degradação do concreto na compressão foi empregada uma variável de dano d_c , a qual varia de valores nulos, representando materiais não danificados, até valor igual a 1,0, para o concreto completamente danificado. Foi utilizado o modelo de Birtel e Mark (2006) para correlacionar a variável de dano d_c , com as deformações plásticas do concreto na compressão ε_c^{pl} , o qual é representado pela Equação 3.14. O parâmetro b_c presente nessa equação representa a razão entre as deformações plásticas e inelásticas do concreto, podendo variar entre 0 e 1, sendo recomendado valor igual a 0,7 por Birtel e Mark (2006).

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{E_c \cdot \varepsilon_c^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_c} - 1\right) + \sigma_c} \quad \text{Equação 3.14}$$

c) Comportamento do concreto na tração

De acordo com o manual do usuário do *Abaqus*, o comportamento do concreto na tração pode ser definido por uma curva de *tensão x deformação*, entretanto, para casos com pouca ou nenhuma armadura a relação entre a tensão e a deformação após a falha pode causar aos resultados dependência da malha de elementos finitos. Desta forma, o programa disponibiliza uma opção baseada no método da energia de fratura, em que o comportamento frágil do concreto é caracterizado por uma curva *tensão x abertura de fissura*, e que não é dependente do tamanho da malha de elementos finitos.

Para a relação entre a tensão de tração e a abertura de fissura foi utilizado o modelo de Hordijk (1992), apresentado na Equação 3.15, em que σ_t é a tensão de tração (MPa), w é a abertura de fissura (mm), w_c é a abertura de fissura crítica (mm), calculada a partir da Equação 3.16, f_t é a resistência à tração do concreto (MPa), c_1 e c_2 são constantes de ajustamento da

curva, cujos valores são iguais a 3 e 6,93, respectivamente. Na Equação 3.16, G_f representa a energia de fratura do concreto.

Para o cálculo da resistência à tração do concreto (f_t), em *MPa*, e da sua energia de fratura (G_f), em *N/mm*, o *Model Code 2010* (FIB, 2012) indica, respectivamente, as Equações 3.17 e 3.18, sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto (MPa).

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{\left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right)} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad \text{Equação 3.15}$$

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_f}{f_t} \quad \text{Equação 3.16}$$

$$f_t = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação 3.17}$$

$$G_f = 0,073 \cdot f_c^{0,18} \quad \text{Equação 3.18}$$

Assim como para a compressão, a degradação do concreto na tração foi considerada a partir de uma constante de dano d_t , que pode variar entre 0 e 1. Foi adotada a Equação 3.19, apresentada em Santos *et al.* (2020), para a definição do dano na tração.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad \text{Equação 3.19}$$

d) Parâmetros de plastificação

Além do comportamento do concreto na tração e na compressão, o modelo *Concrete Damaged Plasticity* requer a definição de alguns parâmetros, a saber: a relação entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão (K), a excentricidade (ϵ), a relação entre as tensões de ruptura em ensaio biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), o ângulo de dilatância (ψ) e o parâmetro de viscosidade (μ). Para os três primeiros parâmetros foram empregados os valores indicados pelo *Abaqus*. Para o ângulo de dilatância foi utilizado o valor indicado no trabalho de Kim e Nguyen (2010), enquanto para o parâmetro de viscosidade, cuja principal função é evitar problemas de convergência em modelos de materiais que sofrem degradação, foi calibrado valor igual a 0,01. Os valores de parâmetros adotados estão indicados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Parâmetros de plasticidade do modelo *Concrete Damaged Plasticity*

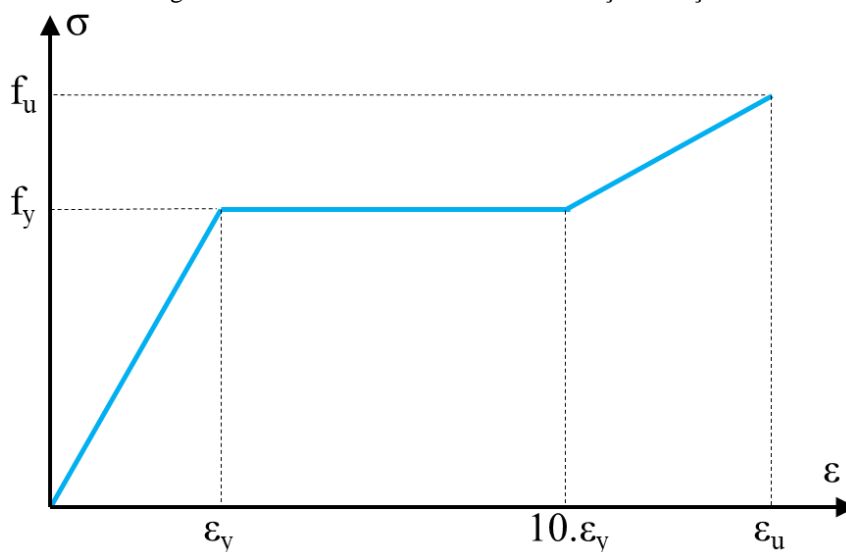
K	0,667
ε	0,1
f_{b0}/f_{c0}	1,16
ψ	20°
μ	0,01

Fonte: o autor

3.3.4.3 Aço

Foi empregado um modelo elastoplástico isotrópico com critério de plastificação de von Mises. A curva *tensão x deformação* empregada foi baseada no trabalho de Zheng *et al.* (2016), apresentada na Figura 3.26. Foi considerado um módulo de elasticidade (E) igual a 210.000 MPa e tensão de escoamento (f_y) igual a 500 MPa. Como tensão e deformação últimas foram calibrados valores iguais a $1,6 \cdot f_y$ e 5,0%, respectivamente.

Figura 3.26 - Curva tensão versus deformação do aço



Fonte: o autor

3.3.4.4 Material rígido das placas de apoio e carregamento

Considerou-se um material linear elástico isotrópico com módulo de elasticidade igual a 210.000 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3.

3.3.5 Interações entre os materiais

Em todos os modelos, para as interações *madeira-concreto*, *madeira-aço* e *concreto-aço* foram utilizadas as propriedades mecânicas normal e tangencial disponibilizadas na

biblioteca interna do *Abaqus* utilizando a abordagem superfície a superfície (*surface-to-surface*). Para considerar a possível interação na direção perpendicular à superfície foi utilizada a opção *Hard Contact*, sendo permitida a separação entre as superfícies após o contato. Desta forma, esta interação considera a compressão entre as superfícies, mas não oferece resistência a tensões de tração.

Para a consideração da possibilidade de deslizamento relativo entre duas superfícies foi utilizado o modelo tangencial *Penalty*, sendo necessária a definição de coeficientes de atritos entre os materiais. Consultando os trabalhos de Bedon e Fragiacomio (2017), Tran *et al.* (2018), Dias *et al.* (2007), Molina (2008) e Miotto (2009) foram encontrados coeficientes de atrito variando entre 0,01 e 0,62 para a interação *madeira-concreto*, entre 0,23 e 0,95 para a interação *madeira-aço* e entre 0,23 e 1,00 para a interação *concreto-aço*. Desta forma, os valores utilizados neste trabalho foram calibrados para a melhor correlação com os resultados numéricos, tendo como base os valores dos trabalhos citados. Os valores dos coeficientes de atrito utilizados em cada modelo estão indicados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Coeficientes de atrito

Modelo	Coeficiente de atrito		
	Madeira-Concreto	Madeira-Aço	Concreto-Aço
Ligação L1	0,62	0,90	0,90
Ligação L2	0,62	0,90	0,90
Ligação L3	0,20	0,90	0,90
Ligação L4	0,57	0,85	0,90
Ligação L5	0,57	0,90	0,90

Fonte: o autor

Nos modelos numéricos das ligações L2 e L4 foi observada uma rápida perda de rigidez da conexão para níveis de carregamentos baixos. Com isto, optou-se por utilizar para a interação entre a madeira e o aço, além das propriedades mecânicas normal e tangencial, propriedades de contato coesivo em conjunto com propriedades de dano, seguindo estratégia de modelagem numérica similar à desenvolvida por Bedon e Fragiacomio (2019).

De acordo com o manual do usuário do *Abaqus*, o comportamento coesivo disponível no programa é baseado no modelo de tração-separação elástico, assumindo inicialmente um comportamento linear elástico seguido pela iniciação e evolução do dano. Para modelar a rigidez na fase elástica, em Bedon e Fragiacomio (2019) foi utilizado o método de aplicação de

contato padrão (*default contact enforcement method*) disponível no programa. No entanto, a aplicação de tal método nas simulações deste trabalho ocasionou diversos problemas de convergência do modelo numérico.

Desta forma, optou-se pela definição dos coeficientes de rigidez de forma desacoplada. Segundo o manual do usuário do *Abaqus*, esta é a forma mais simples de especificar o comportamento de coesão, em que a separação pura na direção normal não dá origem a forças coesivas na direção tangencial, da mesma forma que o deslizamento na direção tangencial não gera forças coesivas normais. Neste caso, foi necessária a definição do coeficiente de rigidez na direção normal, K_{nn} , e nas duas direções tangenciais, $K_{tt} = K_{ss}$. Esses coeficientes foram calibrados, assumindo valor igual a 500 N/mm em todos os casos.

O início do dano foi considerado por meio do critério de falha da máxima tensão nominal (*maximum nominal stress*), definida pela Equação 3.20, em que t_n^0 , t_s^0 e t_t^0 são as máximas tensões admissíveis quando a deformação é puramente normal (n) à interface ou na primeira (s) ou na segunda (t) direção do cisalhamento. Seguindo os trabalhos de Avez *et al.* (2016) e de Bedon e Fragiacomio (2019), foi considerada uma máxima tensão de cisalhamento igual a 5 MPa, enquanto que a máxima tensão de tração foi considerada igual a 2 MPa.

$$\max \left\{ \frac{t_n}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1 \quad \text{Equação 3.20}$$

A evolução do dano indica como se dá a degradação da coesão quando o critério de falha é atingido. Em concordância com Bedon e Fragiacomio (2019), foi considerada uma lei de evolução do dano linear, em que a interface perde completamente a rigidez ao se atingir deslocamento igual a 4 mm.

A interação entre a placa de carregamento e a madeira e entre o apoio e o concreto também foram modelados considerando a propriedade mecânica normal *Hard Contact* e a propriedade mecânica tangencial *Penalty*, considerando um coeficiente de atrito igual a 0,2, conforme trabalho de Bedon e Fragiacomio (2019). Para a interação entre a armadura e o concreto foi utilizada a função *embedded*, cuja função é justamente acoplar armaduras a estruturas de concreto em modelos numéricos.

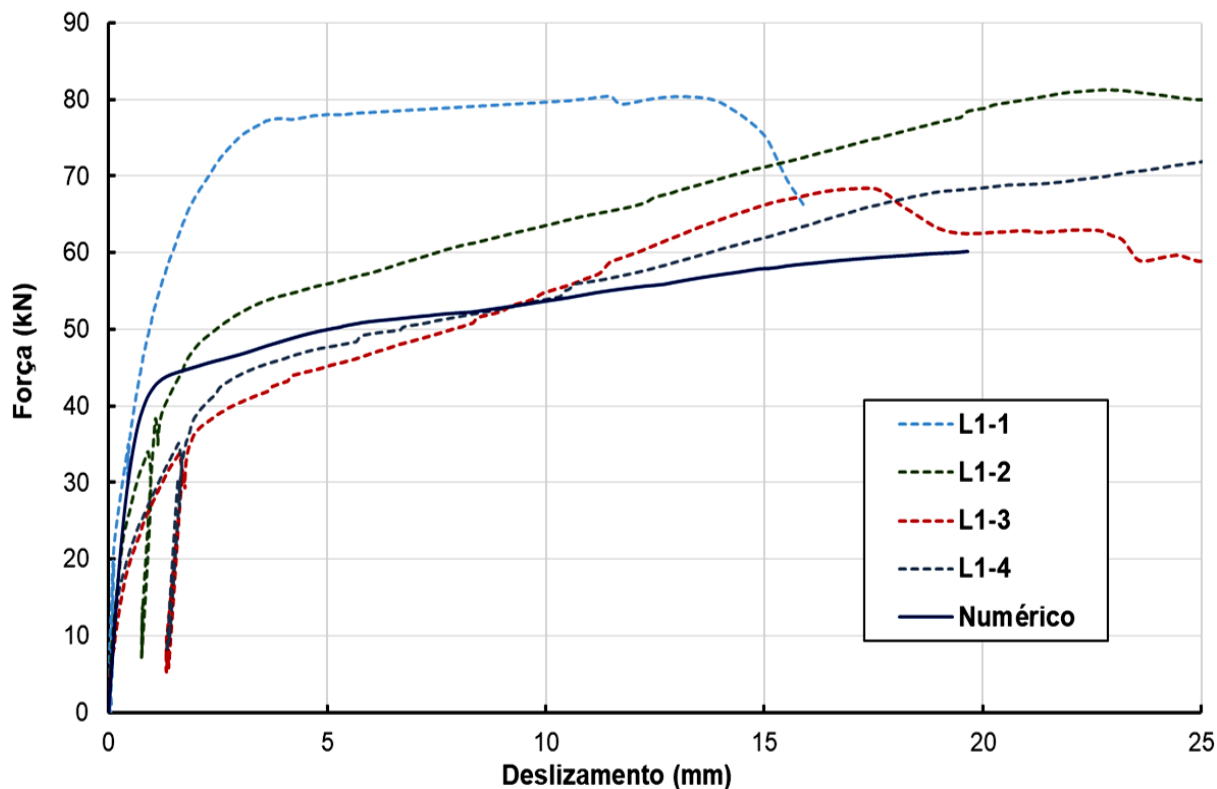
3.3.6 Resultados e discussões

Na sequência são apresentadas comparações entre os resultados fornecidos pelo modelo numérico com aqueles obtidos na análise experimental, bem como é feita a análise dos resultados numéricos.

3.3.6.1 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Nas Figuras 3.27 a 3.31 são apresentadas comparações entre as curvas de *força versus deslizamento*, experimentais e numéricas, para as ligações **L1**, **L2**, **L3**, **L4** e **L5**, respectivamente. É possível observar que as curvas numéricas apresentam, de modo geral, comportamento semelhante ao das curvas experimentais.

Figura 3.27 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L1



Fonte: o autor

Para a ligação **L1** (Figura 3.27) é possível observar que a curva é formada por dois trechos praticamente lineares. O primeiro trecho apresentou rigidez semelhante ao do corpo de prova **L1-1**, enquanto que os demais corpos de prova apresentaram perda de rigidez mais rápida. O comportamento do segundo trecho foi bastante semelhante ao comportamento dos corpos de prova **L1-2** a **L1-4**, com capacidade de suporte de força sempre crescente. Entretanto, a inclinação da curva numérica neste trecho é mais suave do que a da curva experimental. Assim

como para os corpos de prova L1-2 a L1-4, a força de ruptura numérica foi determinada pelo deslizamento máximo igual a 15 mm.

Figura 3.28 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L2

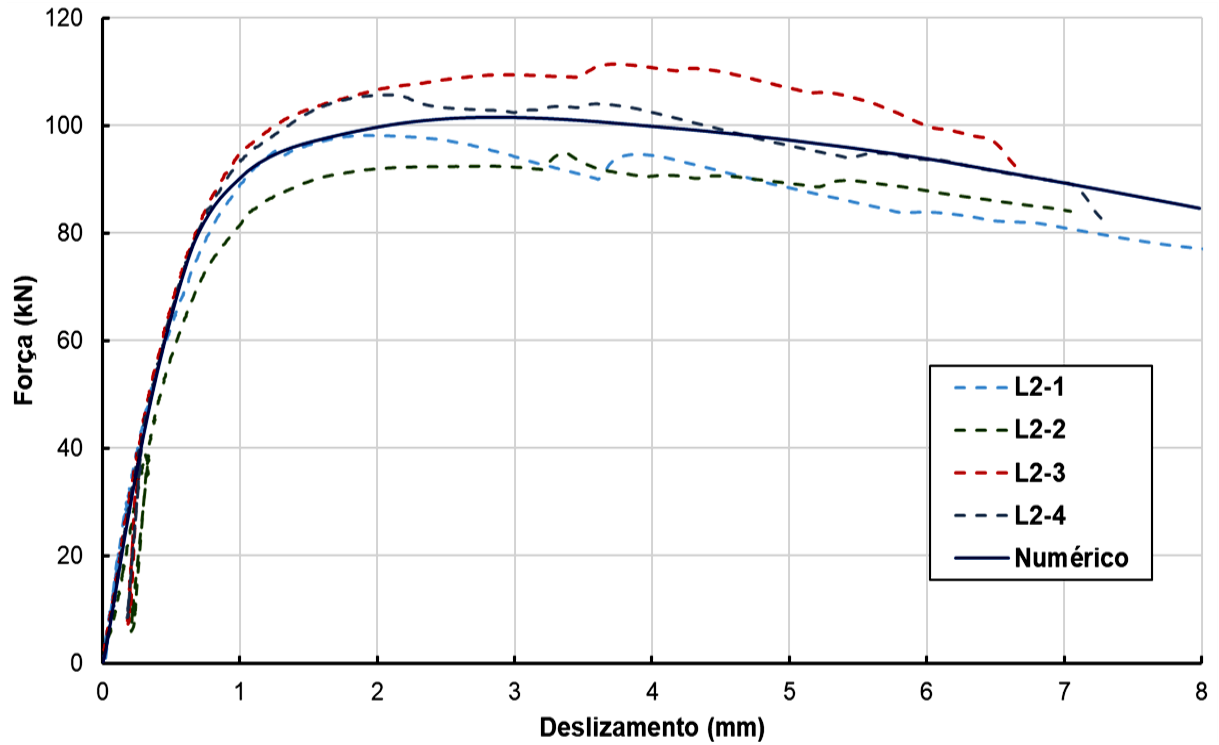


Figura 3.29 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L3

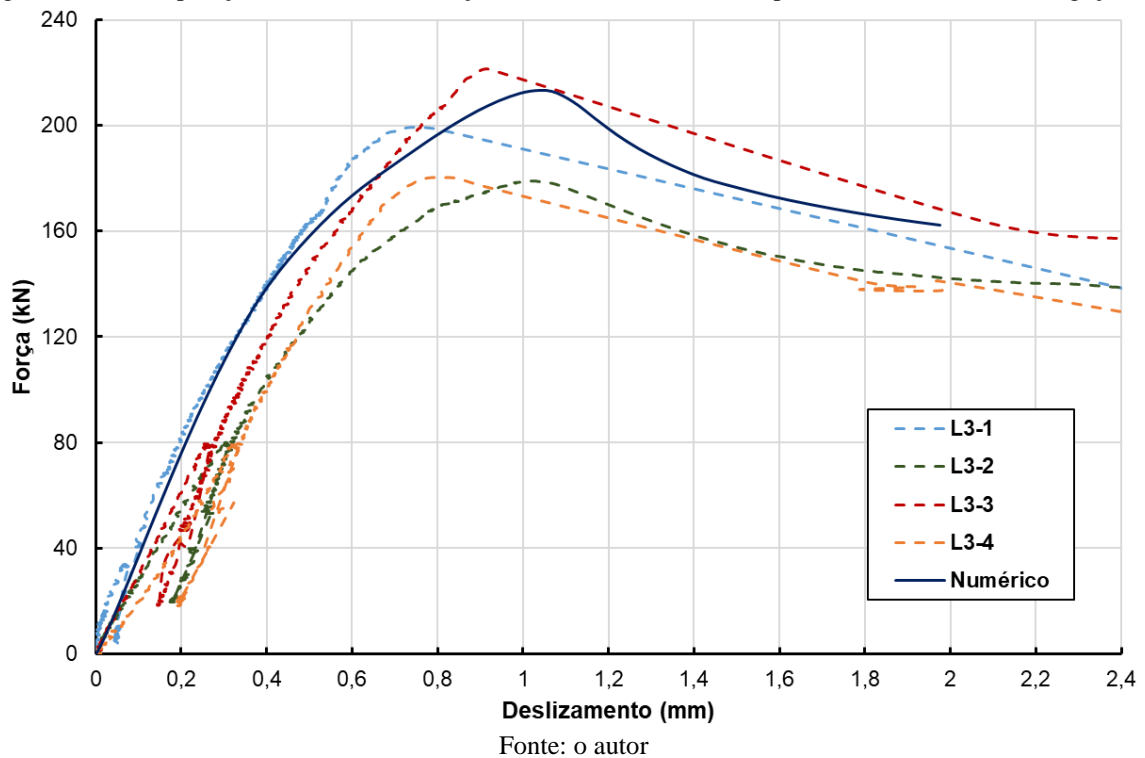
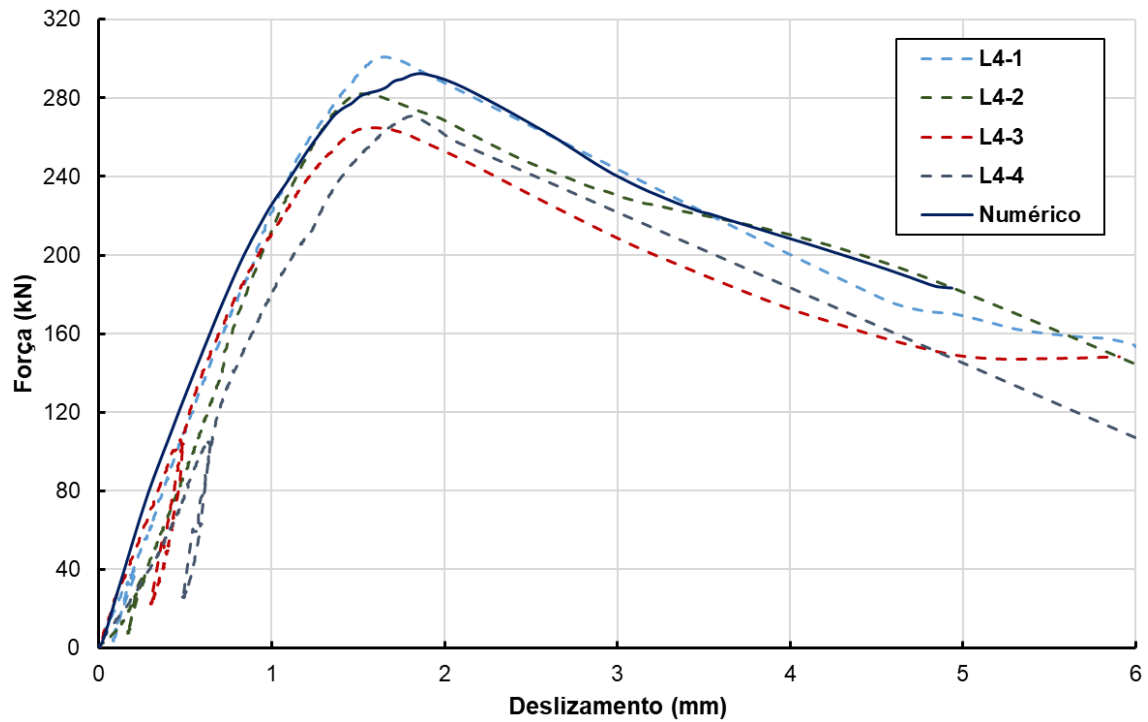
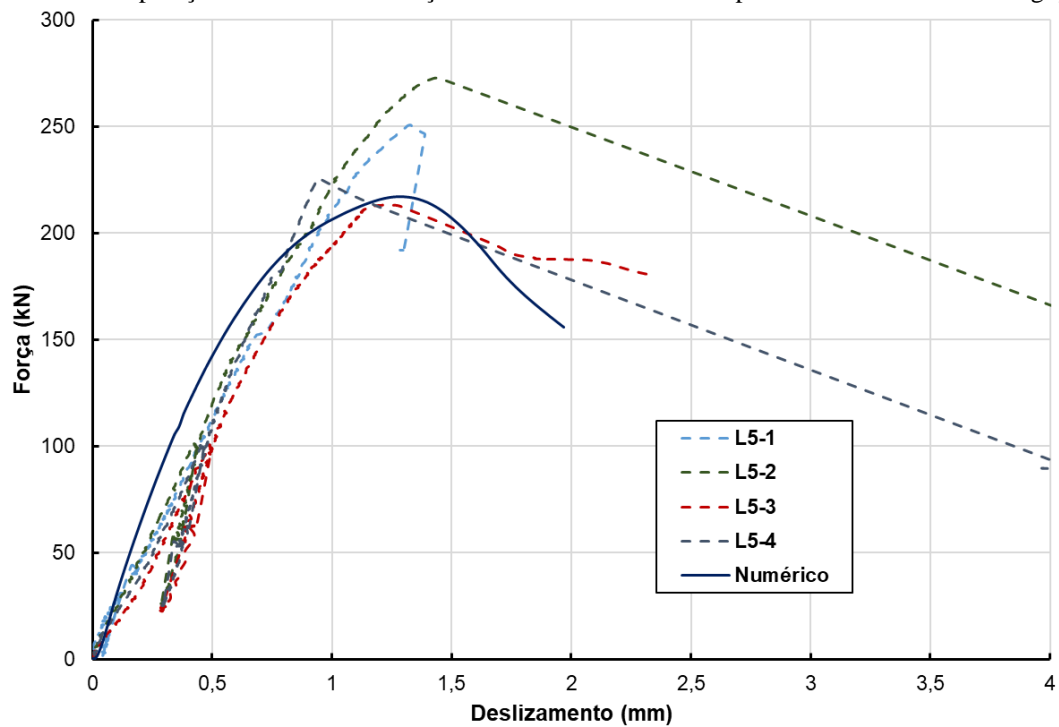


Figura 3.30 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L4



Fonte: o autor

Figura 3.31 - Comparação entre as curvas força x deslizamento relativo experimentais e numérica - Ligação L5



Fonte: o autor

A curva numérica da ligação **L2** (Figura 3.28) é formada por um primeiro trecho linear, seguida por um pequeno trecho de plastificação da ligação e um trecho final descendente. Em

todos os trechos, a curva numérica desta ligação apresentou valores intermediários aos valores das curvas experimentais.

A ligação **L3** (Figura 3.29) também apresentou um trecho inicial linear, seguido por um pequeno trecho de plastificação e um trecho final descendente. A fase inicial apresentou comportamento próximo ao do corpo de prova **L1-1**, sendo mais rígido que os demais corpos de prova. Pelas curvas, é possível observar que o trecho de plastificação numérico é ligeiramente maior que o observado nas análises experimentais.

Na ligação **L4** (Figura 3.30) é observado um trecho linear com comportamento um pouco mais rígido que o observado experimentalmente, seguido de um pequeno trecho de plastificação até se atingir a força de ruptura, e um trecho final descendente. A ligação **L5** (Figura 3.31) também apresenta um comportamento linear inicial, seguido por trecho de plastificação e trecho descendente, sendo possível observar que o trecho inicial numérico se mostrou mais rígido do que o experimental.

A partir das curvas de *força versus deslizamento relativo* foram determinados o módulo de deslizamento da ligação bem como a sua força última. Esses valores, bem como a diferença relativa (Δ) quando esses resultados são comparados aos resultados médios experimentais, são apresentados na Tabela 3.7. Relativamente à força de ruptura, é possível observar que a menor diferença relativa ocorreu para a ligação **L2**, tendo a simulação numérica apresentado força máxima 0,9% inferior à média obtida experimentalmente, enquanto a maior diferença relativa ocorreu para a ligação **L1**, com força de ruptura numérica com valor 17,3% inferior ao valor médio experimental.

Tabela 3.7 - Comparação entre valores de força de ruptura e módulo de deslizamento numéricos e experimentais

Ligação	$F_{ult}/conector$ (kN)			$K_{ser}/conector$ (kN/mm)		
	Experimental	Numérico	Δ (%)	Experimental	Numérico	Δ (%)
L1	35,03	28,99	-17,3%	29,70	35,94	21,0%
L2	51,27	50,79	-0,9%	75,54	72,21	-4,4%
L3	97,48	106,56	9,3%	170,06	193,74	13,9%
L4	139,84	146,29	4,6%	96,52	129,84	34,5%
L5	118,68	108,65	-8,5%	114,28	165,45	44,8%

Fonte: o autor

Com relação ao módulo de deslizamento, os valores obtidos por meio dos modelos numéricos apresentaram maiores diferenças relativas do que as apresentadas para a força de

ruptura. A menor diferença relativa também ocorreu na ligação **L2**, sendo o módulo de deslizamento numérico 4,4% inferior ao valor médio experimental. A maior diferença relativa ocorreu na ligação **L5**, podendo se observar que o modelo numérico apresentou rigidez 44,8% superior à rigidez média experimental.

As diferenças relativas encontradas podem estar relacionadas a simplificações dos modelos numéricos, tais como a não consideração do ciclo de carga e descarga que o corpo de prova é submetido, a possibilidade de existência de defeitos na madeira (como nós) e a simplificação de homogeneidade da peça de madeira (visto que foram usadas peças de MLC e na simulação numérica não foram consideradas as linhas de cola).

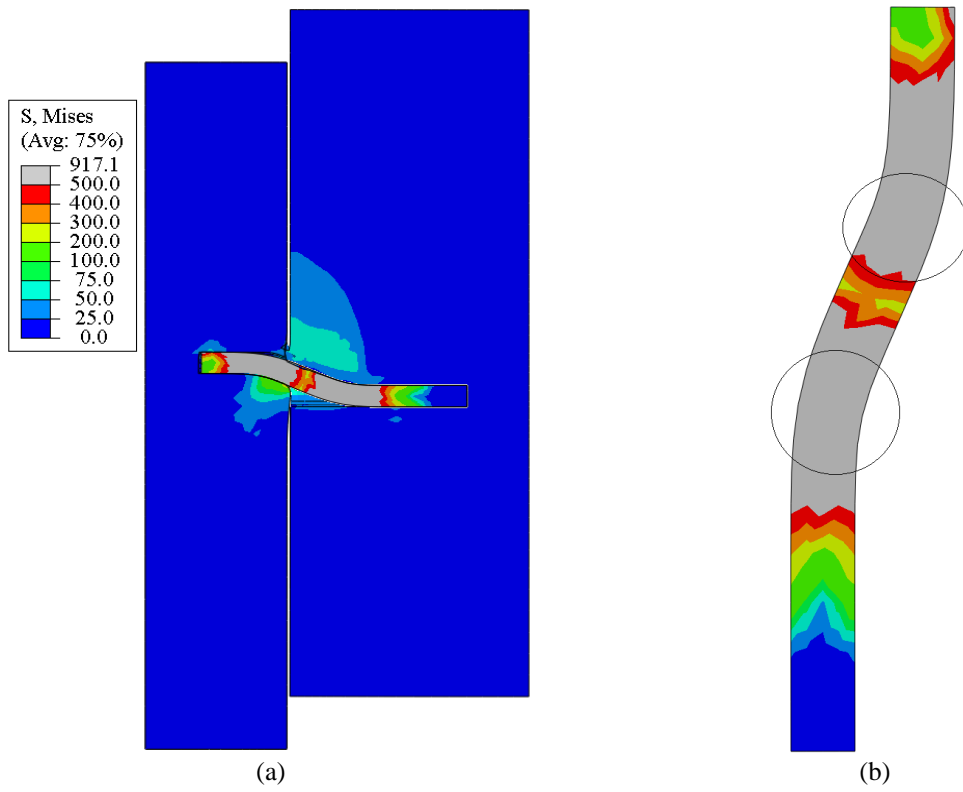
Nas simulações numéricas de ligações para estruturas mistas de madeira e concreto realizadas em Bedon e Fragiacomio (2017) é possível observar que para a força de ruptura numérica a maior diferença em relação a experimental foi de 35,6%, ao passo que a menor foi de 1,1%. Para o módulo de deslizamento, a maior e a menor diferença dos resultados numéricos em relação aos resultados experimentais foram, respectivamente, iguais a 410% e 3,5%. Desta forma, a estratégia de simulação aqui desenvolvida apresentou, de forma geral, melhor correlação com os resultados experimentais.

3.3.6.2 Análise dos resultados numéricos

Na Figura 3.32 são ilustradas as tensões de von Mises obtidas na simulação numérica da ligação **L1**, para o incremento correspondente à força de ruptura. Pela imagem é possível observar que ocorreu o embutimento do pino metálico na madeira, como também que boa parte da barra de aço apresentou tensões superiores a 500 MPa, tendo havido a formação de duas rótulas plásticas (destacado na Figura 3.32b). O embutimento do pino na madeira, bem como a formação de rótula plástica também foram observados nas análises experimentais, conforme ilustrado na Figura 3.16 (nesta figura fica evidente apenas uma rótula plástica).

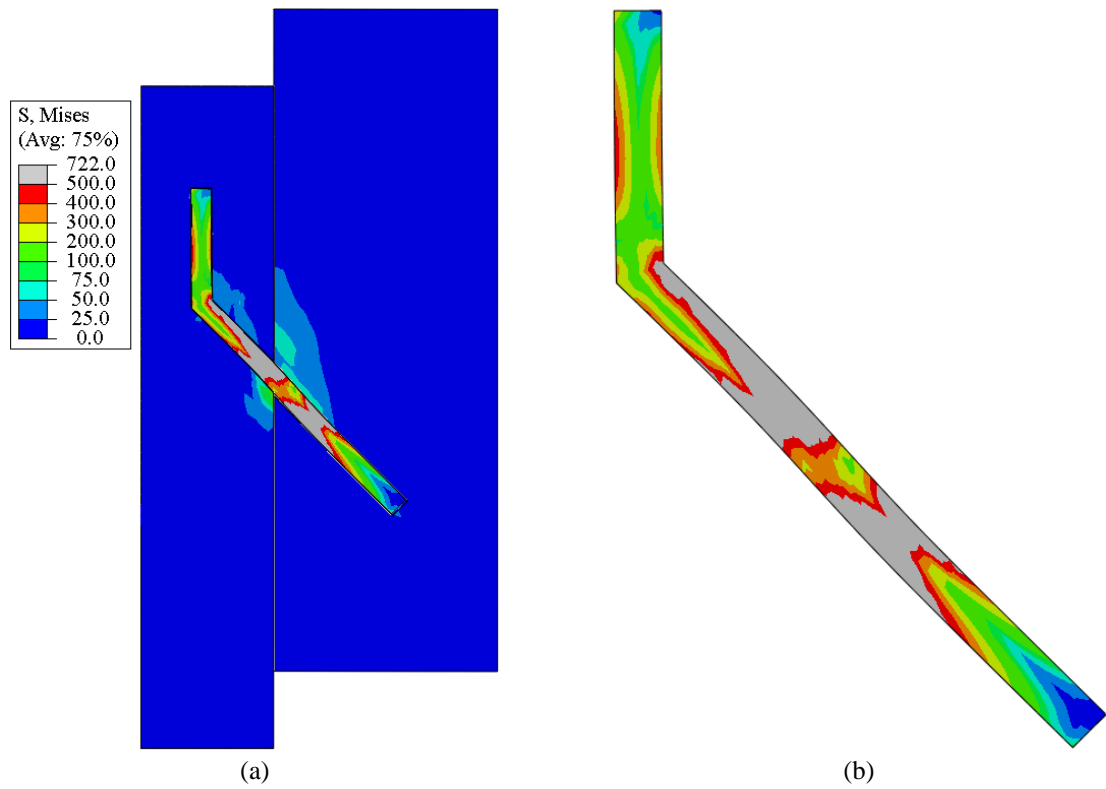
A Figura 3.33 ilustra as tensões de von Mises no modelo numérico da ligação **L2** para o incremento correspondente à força de ruptura. É possível observar que a madeira e o concreto apresentaram tensões mais elevadas na região próxima ao plano de cisalhamento, indicando tanto o embutimento do pino metálico na madeira, como também a degradação do concreto. Ainda é possível notar que a barra de aço apresentou duas zonas com tensões superiores a 500 MPa, indicando região plastificada. No momento de ruptura, a flexão do pino metálico na ligação **L2** não ficou evidente e as tensões alcançadas pela barra de aço nesta situação foram inferiores às tensões alcançadas pela barra de aço na ligação **L1**.

Figura 3.32 - (a) Tensões de von Mises (MPa) no modelo L1; (b) Detalhe do conector de cisalhamento



Fonte: o autor

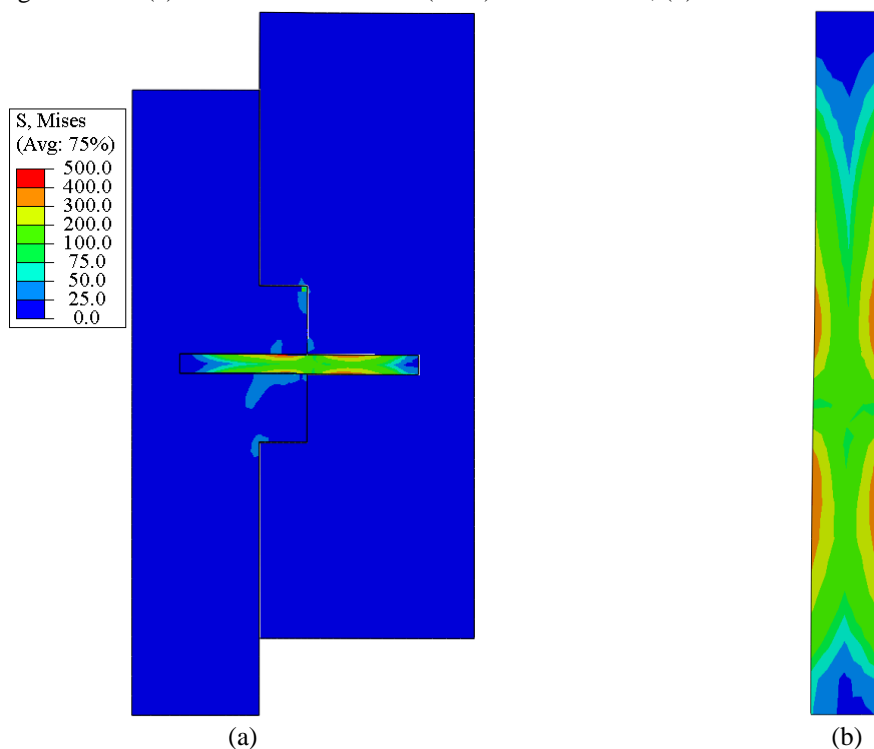
Figura 3.33 - (a) Tensões de von Mises (MPa) no modelo L2; (b) Detalhe do conector de cisalhamento



Fonte: o autor

As tensões de von Mises, correspondentes à força de ruptura, no modelo numérico da ligação **L3** são ilustradas na Figura 3.34. É possível observar que as tensões na barra de aço apresentaram valores relativamente baixos, não sendo observados valores superiores a 500 MPa, o que indicaria plastificação. Desta forma, não foi utilizada nesta ligação a capacidade total resistente da barra de aço.

Figura 3.34 – (a) Tensões de von Mises (MPa) no modelo L3; (b) Detalhe do conector de cisalhamento

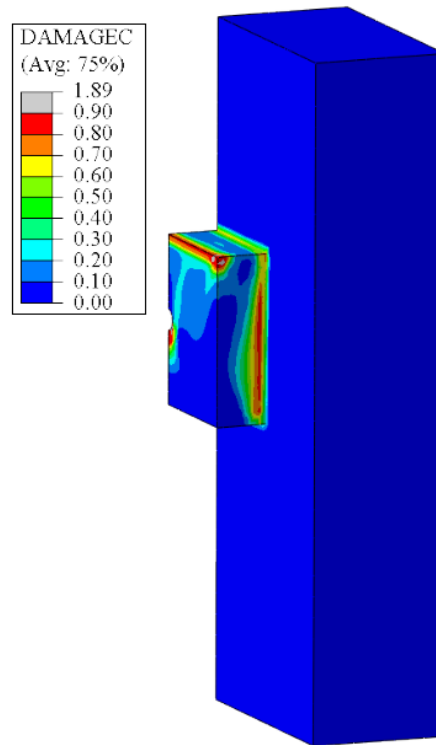


Fonte: o autor

A Figura 3.35 ilustra a variável de dano para o mesmo nível de carregamento citado. Nota-se que o concreto do entalhe se encontra bastante degradado, com valores elevados da variável de dano, na interface correspondente ao plano de cisalhamento (*aba de concreto-entalhe*) e no contato da ponta do entalhe com a madeira. Este comportamento está de acordo com o observado experimentalmente, conforme pode ser visto na Figura 3.18a, em que foi observada a ruptura do concreto do entalhe.

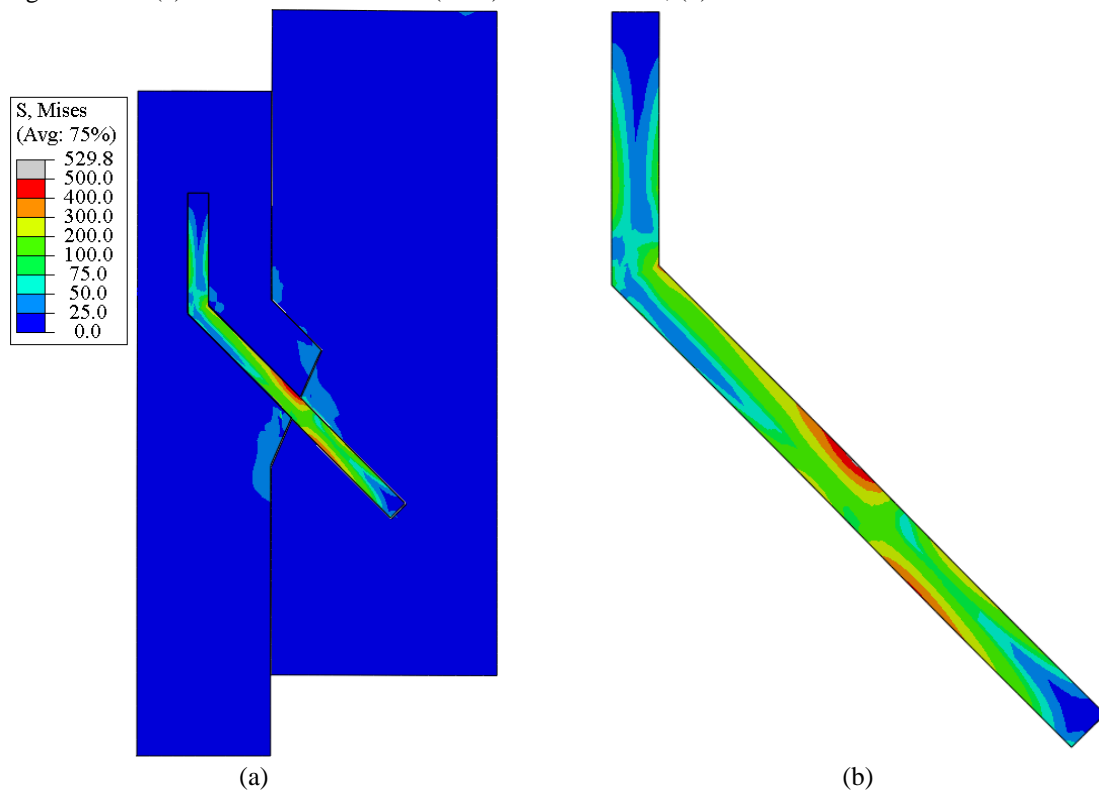
A Figura 3.36 ilustra as tensões de von Mises no incremento correspondente à força de ruptura da simulação numérica da ligação **L4**. Percebe-se que apenas uma pequena região da barra de aço ultrapassou a tensão de escoamento do aço (500 MPa). Desta forma, assim como na ligação **L3**, a capacidade resistente do pino metálico foi pouco utilizada. Ainda é possível observar na imagem regiões no concreto e na madeira com tensões mais elevadas.

Figura 3.35 - Variável de dano na peça de concreto no modelo L3



Fonte: o autor

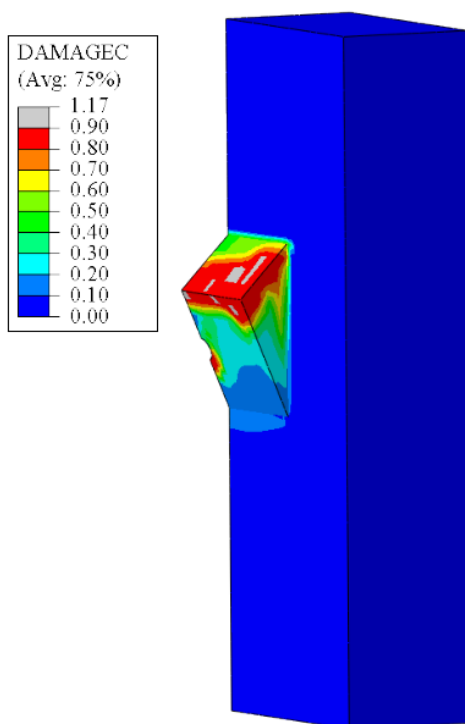
Figura 3.36 – (a) Tensões de von Mises (MPa) no modelo L4; (b) Detalhe do conector de cisalhamento



Fonte: o autor

A Figura 3.37 ilustra a variável de dano para o mesmo incremento citado anteriormente. É possível observar que a maior degradação neste tipo de ligação ocorreu na ponta do entalhe e na sua região superior, como também valores superiores a 0,5 na interface entre o entalhe e a aba de concreto. Desta forma, o modelo numérico da ligação **L4** também foi capaz de representar a degradação do concreto no entalhe observada experimentalmente, conforme Figura 3.19a.

Figura 3.37 – Variável de dano na peça de concreto no modelo L4



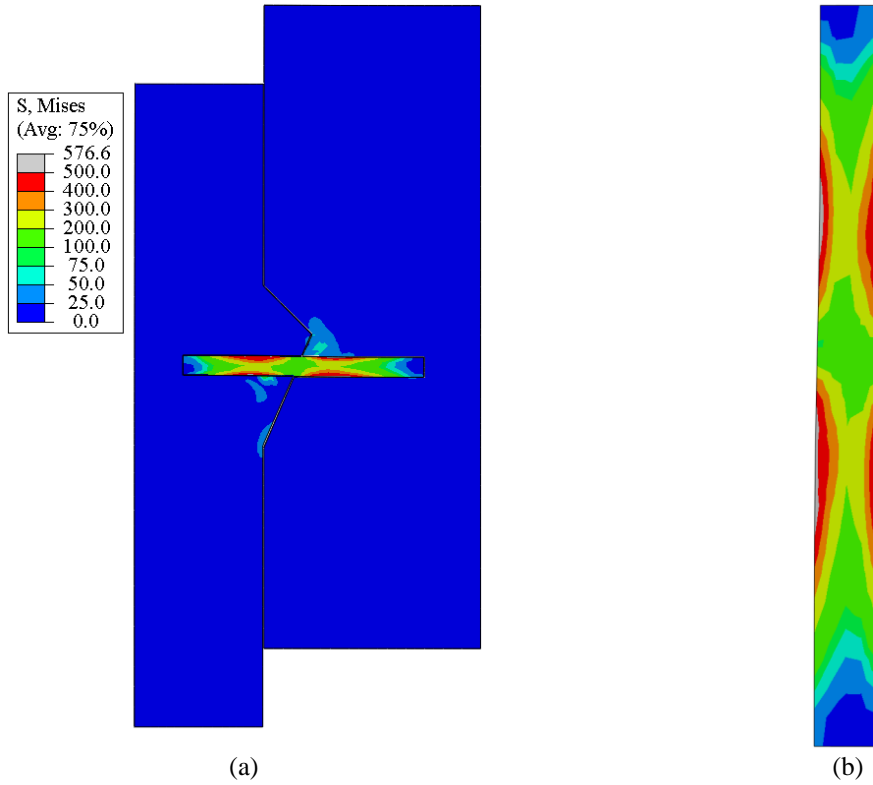
Fonte: o autor

As tensões de von Mises para o incremento correspondente à força de ruptura da ligação **L5** são ilustradas na Figura 3.38. Verifica-se que apenas uma pequena região da barra de aço apresentou escoamento, o que indica que, da mesma forma que nas outras ligações com entalhe, a capacidade resistente da barra de aço não foi completamente aproveitada. Entretanto, nota-se que nesta ligação a barra de cisalhamento foi um pouco mais solicitada que nas ligações **L3** e **L4**. Isso ocorre pelo formato triangular do entalhe, que permite maior deslizamento entre a madeira e o concreto, como também pela posição do pino perpendicular ao plano de cisalhamento.

A partir da Figura 3.39, que ilustra a variável de dano para a força de ruptura da ligação **L5**, é possível observar comportamento semelhante ao da ligação **L4**, com maior degradação na ponta do entalhe, como também na sua face superior. Este modelo numérico também foi

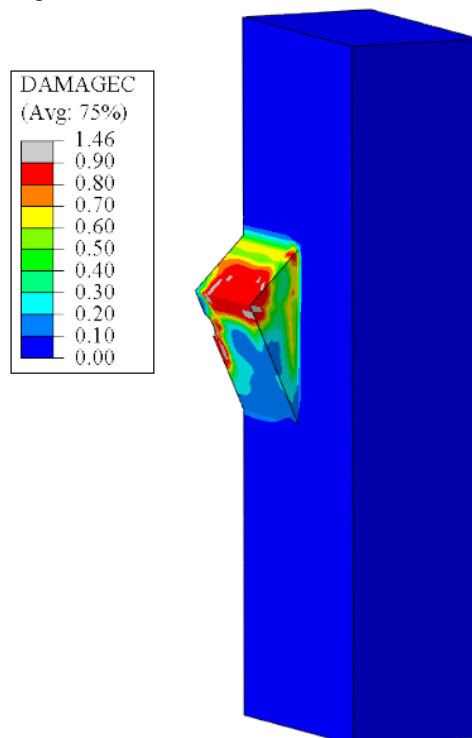
capaz de representar a degradação do concreto no entalhe, conforme pode ser visto na Figura 3.20a.

Figura 3.38 – (a) Tensões de von Mises (MPa) no modelo L5; (b) Detalhe do conector de cisalhamento



Fonte: o autor

Figura 3.39 – Variável de dano no modelo L5



Fonte: o autor

Comparando a degradação sofrida pelo concreto no entalhe das ligações **L3**, **L4** e **L5**, é possível observar que a variável de dano no entalhe retangular assume valores maiores na interface aba de concreto-entalhe e na parte superior (onde há contato com a madeira), enquanto nos entalhes triangulares os maiores valores da variável de dano ocorrem na ponta do entalhe e na sua parte superior (em contato com a madeira).

3.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO

Por meio das análises realizadas neste capítulo foram obtidos os módulos de deslizamento e as forças de ruptura, tanto experimentalmente como por meio de modelos numéricos, para cinco tipos de ligações formadas a partir de barras de aço coladas. Foi constatado que a adição de entalhes às ligações com barras de aço elevou consideravelmente a resistência e a rigidez da ligação, havendo, no entanto, perda de ductilidade.

Dentre as ligações analisadas, aquela formada por barras de aço coladas perpendicularmente às fibras da madeira apresentou menores valores de resistência e rigidez; enquanto que o maior valor de resistência ocorreu na ligação com entalhe triangular e barra de aço colada formando um ângulo de 45° com as fibras da madeira e a maior rigidez ocorreu na ligação formada por entalhe retangular associado à barra de aço colada perpendicularmente às fibras da madeira.

Foi observado que a estratégia numérica desenvolvida no *Abaqus* apresentou boa correlação com os resultados experimentais, principalmente no que se refere à determinação da força de ruptura da ligação. Por meio dos resultados apresentados pelos modelos numéricos foi observado que, nos sistemas de conexão formados apenas por barras de aço coladas, o principal mecanismo de ruptura foi a plastificação da barra de aço, ao passo que nos sistemas de conexão formados por barras de aço associadas à entalhes, o principal mecanismo de ruptura foi a degradação do concreto. Neste último caso, foi observado que a capacidade resistente da barra de aço foi subutilizada.

Para a construção das vigas mistas de madeira e concreto utilizadas na sequência da presente pesquisa foram escolhidos dois tipos de ligações, sendo uma sem e outra com entalhe, optando-se por aquelas que alcançaram as maiores forças de ruptura médias. Dessa forma, foram empregadas as opções com barras de aço inclinadas e com barras de aço inclinadas associadas a entalhes triangulares.

Estudo das vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente

Neste capítulo são apresentadas as análises experimentais em vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente. Primeiramente é apresentada a configuração dos elementos estruturais analisados. Em seguida, é detalhado o procedimento experimental e, por último, são apresentados os resultados e as discussões.

Os ensaios em temperatura ambiente tiveram como objetivo avaliar o comportamento de vigas mistas de madeira e concreto, analisando a influência do tipo de ligação e do reforço com fibras de vidro no seu desempenho. Além disso, por meio dos ensaios em temperatura ambiente foram determinadas as forças de ruptura dos elementos estruturais, as quais serviram de base para o carregamento a ser aplicado nos ensaios termoestruturais.

4.1 CONFIGURAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

Foram confeccionadas doze vigas, sete das quais foram ensaiadas em temperatura ambiente e cinco em situação de incêndio. Os parâmetros que variaram entre as vigas foram: *tipo de ligação, presença ou não de reforço com fibras de vidro e espécie de madeira utilizada*. As características dos elementos estruturais são apresentadas no Quadro 4.1.

A escolha das ligações utilizadas nas vigas mistas de madeira e concreto teve como base os resultados do estudo do sistema de conexão apresentado no capítulo 3. Foram empregados dois tipos de conectores de cisalhamento, sendo um tipo de ligação sem entalhe e outro com entalhe. Como critério de escolha foi adotado a resistência da ligação, selecionando-se aquelas com maiores valores. Desta forma, as vigas foram produzidas com as ligações *L2* (barra de aço inclinada) ou *L4* (associação de barra de aço inclinada com entalhe triangular).

Como reforço foram utilizadas fibras de vidro, seguindo estudos realizados anteriormente no LaMEM, tais como Fiorelli (2005) e Miotto (2009). As vigas reforçadas receberam oito camadas de tecido de fibras de vidro, resultando em uma camada nominal de

reforço igual a 4 mm, correspondendo a aproximadamente 1,5% da altura da seção transversal. Essa espessura foi definida com base nas porcentagens de reforço analisadas no trabalho de Fiorelli (2005), bem como de forma a apresentar valores próximos a outros trabalhos da literatura, tais como em Raftery e Harte (2011) e Raftery e Rodd (2015). Com relação às espécies de madeira, foi utilizada uma espécie representante das folhosas (*Eucalyptus grandis*) e uma outra representante das coníferas (*Pinus taeda*).

Quadro 4.1 - Resumo dos elementos estruturais

Viga	Ensaio	Ligação	Espécie de Madeira	Fibra de Vidro
E1-A-L2	Temperatura ambiente	L2	<i>Eucalyptus grandis</i>	Não
E2-A-L2	Temperatura ambiente	L2	<i>Eucalyptus grandis</i>	Não
E3-I-L2	Incêndio	L2	<i>Eucalyptus grandis</i>	Não
E4-A-L4	Temperatura ambiente	L4	<i>Eucalyptus grandis</i>	Não
E5-A-L4	Temperatura ambiente	L4	<i>Eucalyptus grandis</i>	Não
E6-I-L4	Incêndio	L4	<i>Eucalyptus grandis</i>	Não
E7-A-L2-R	Temperatura ambiente	L2	<i>Eucalyptus grandis</i>	Sim
E8-A-L2-R	Temperatura ambiente	L2	<i>Eucalyptus grandis</i>	Sim
E9-I-L2-R	Incêndio	L2	<i>Eucalyptus grandis</i>	Sim
E10-I-L2-R(P)	Incêndio	L2	<i>Eucalyptus grandis</i>	Sim
P1-A-L2	Temperatura ambiente	L2	<i>Pinus taeda</i>	Não
P2-I-L2	Incêndio	L2	<i>Pinus taeda</i>	Não

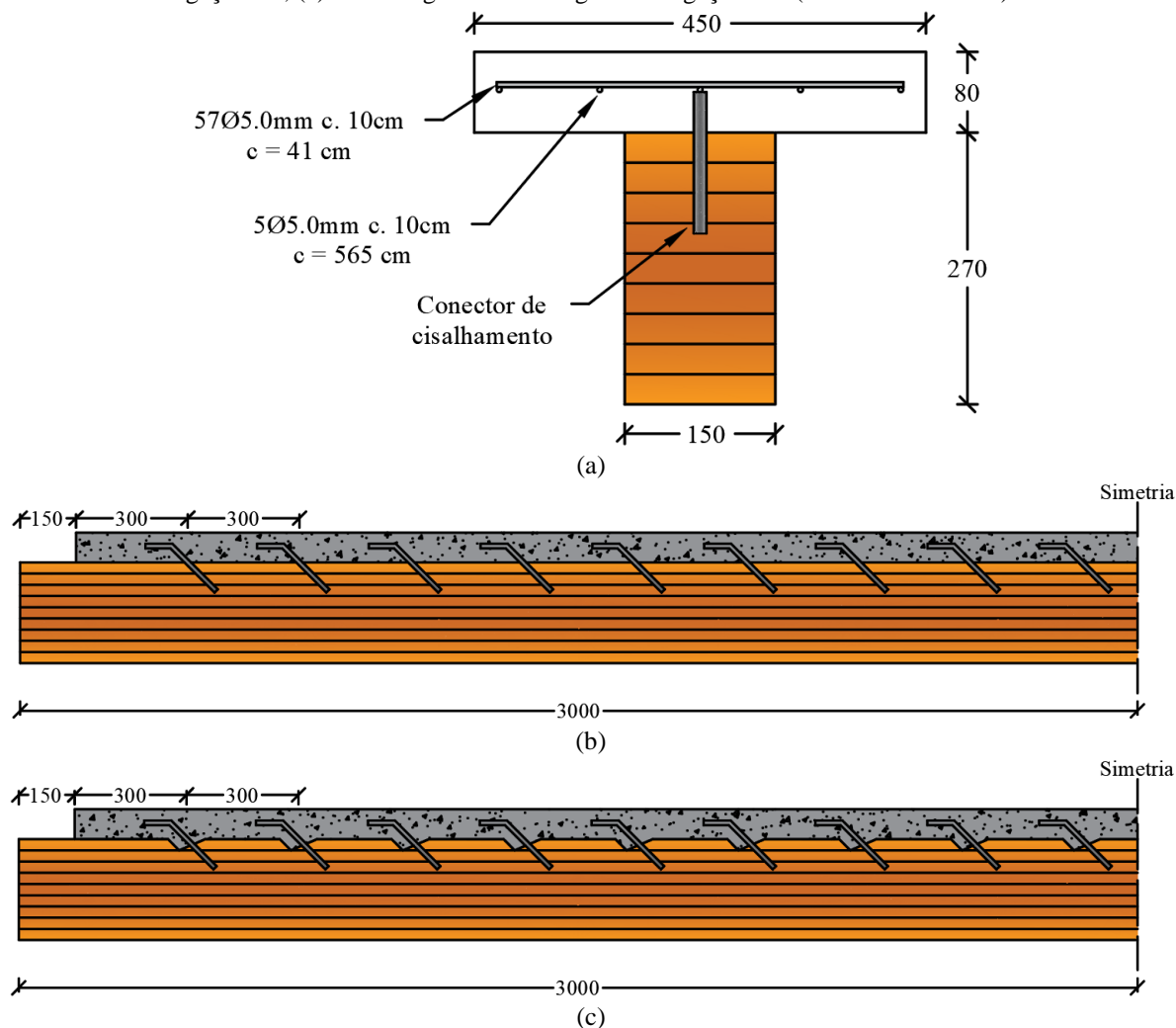
Fonte: o autor

Foi adotada seção transversal “T” para os elementos mistos analisados, tendo a viga de madeira 150 mm de largura, 270 mm de altura e 6.000 mm de comprimento, enquanto a laje de concreto armado teve 450 mm de largura, 80 mm de altura e 5700 mm de comprimento (Figura 4.1). A altura adotada para a mesa de concreto armado é a mínima permitida pela ABNT NBR 6118:2014 para lajes de pisos não em balanço, enquanto que a largura foi limitada pelas janelas laterais do forno a ser utilizado nos ensaios termoe estruturais. Uma tela soldada de aço CA-60 com 5 mm de diâmetro e espaçamentos longitudinal e transversal iguais a 100 mm foi posicionada na metade da altura da laje de concreto.

Em todas as vigas foi adotado espaçamento de 300 mm entre os conectores de cisalhamento (Figura 4.1), definido tendo como base o modelo teórico de Mohler, de forma a reduzir a chance de falha do sistema de ligação e aumentar a possibilidade de ruptura por tração dos elementos estruturais produzidos com a ligação L4. Detalhes sobre a produção dos

elementos estruturais, tais como confecção dos sistemas de conexão, concretagem e colagem das fibras de vidro são apresentados no Apêndice A.

Figura 4.1 - Configuração dos elementos estruturais: (a) seção transversal; (b) vista longitudinal de vigas com ligação L2; (c) vista longitudinal de vigas com ligação L4. (dimensões em mm)



Fonte: o autor

4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são apresentados os materiais empregados na confecção dos elementos estruturais, bem como o método de análise experimental.

4.2.1 Propriedades dos materiais

Na sequência são apresentadas as propriedades das madeiras, do concreto e das fibras de vidro utilizadas na presente pesquisa.

4.2.1.1 Madeira

As vigas de *Eucalyptus grandis* foram fornecidas pela empresa ITA Construtora. Tais elementos foram confeccionados a partir da colagem de 9 lamelas com adesivo poliuretano monocomponente. As vigas de *Pinus taeda* foram adquiridas junto à empresa Rewood. Estes elementos foram produzidos a partir da colagem de 7 lamelas com adesivo poliuretano monocomponente. Os elementos passaram por caracterização física (densidade e umidade) e mecânica (rigidez das vigas, ensaios de compressão e tração paralela às fibras), as quais são apresentadas a seguir.

a) Densidade

Os elementos estruturais foram medidos e pesados para a determinação da densidade aparente das peças. Em razão da proximidade da umidade das peças com o valor de referência de 12%, a densidade medida foi considerada igual a densidade para $U=12\%$, estando os resultados obtidos indicados na Tabela 4.1. Desta forma, pode-se observar que a densidade média dos elementos de *Eucalyptus grandis* foi igual a $638,0 \text{ kg/m}^3$, enquanto para as peças de *Pinus taeda* a densidade média foi igual a $425,3 \text{ kg/m}^3$.

Tabela 4.1 - Características físicas das peças de MLC

Viga	Altura (cm)	Largura (cm)	Comprimento (cm)	Peso (kg)	Densidade aparente (kg/m^3)	Umidade (%)
E-1	26,9	14,8	604,0	167,0	694,5	11,6
E-2	26,9	14,8	604,5	158,0	656,5	11,1
E-3	26,9	14,7	604,0	141,8	593,7	-
E-4	26,8	14,8	605,0	155,0	645,9	11,7
E-5	26,8	14,8	605,5	152,0	632,9	11,1
E-6	26,9	14,8	606,4	148,0	613,0	-
E-7	26,6	14,8	605,0	146,6	615,5	11,5
E-8	26,8	14,8	605,4	157,4	655,5	11,9
E-9	26,7	14,9	605,0	147,9	614,5	-
E-10	26,6	14,8	605,4	156,9	658,1	-
P-1	26,9	14,8	619,0	104,0	422,0	11,5
P-2	26,9	14,8	619,0	105,6	428,5	-

Fonte: o autor

b) Umidade

Após os ensaios dos elementos mistos de madeira e concreto em temperatura ambiente, as vigas de madeira foram recortadas, sendo retirados quatro corpos de prova por elemento estrutural para a determinação da umidade. Para a determinação desta propriedade física foi empregado o mesmo procedimento já descrito no capítulo 3 deste texto. Os valores médios de umidade de cada viga estão apresentados na Tabela 4.1.

c) Rigidez dos elementos estruturais

Foram realizados ensaios não-destrutivos de flexão simples em todas as vigas antes da concretagem com a finalidade de determinar a rigidez dos elementos estruturais. Esses ensaios procuraram reproduzir as condições adotadas na análise experimental dos elementos mistos de madeira e concreto, tais como condições de vinculação e aplicação do carregamento. Desta forma, foram realizados ensaios de flexão a 3 pontos, com carregamento aplicado no meio do vão de 5100 mm, conforme o esquema da Figura 4.2.

Figura 4.2 - Configuração do ensaio de flexão simples de vigas de MLC



Fonte: o autor

O carregamento foi aplicado de forma gradual, sendo realizado um ciclo de carga e descarga, até se atingir o deslocamento limite no meio do vão correspondente a $L/300$, sendo L o comprimento do vão. A análise foi limitada ao referido deslocamento de forma a evitar a ruptura dos elementos estruturais, pois todas as vigas disponíveis seriam utilizadas para a produção dos elementos mistos de madeira e concreto. O sistema de ensaio foi composto por laje e pórtico de reação, sistema de aquisição, bomba hidráulica, atuador hidráulico com capacidade de 50 kN, e transdutor de deslocamento com curso máximo de 100 mm, posicionado na face inferior da viga no meio do vão.

De acordo com a ASTM D198 (2015), o módulo de elasticidade aparente à flexão desprezando-se a deformação por cisalhamento (MOE_f) pode ser calculado por meio da Equação 4.1, ao passo que o módulo de elasticidade à flexão considerando a deformação por cisalhamento ($MOE_{f,c}$) pode ser calculado por meio da Equação 4.2.

$$MOE_f = \frac{F \cdot L^3}{4 \cdot b \cdot h^3 \cdot \delta} \quad \text{Equação 4.1}$$

$$MOE_{f,c} = \frac{F \cdot L^3}{4 \cdot b \cdot h^3 \cdot \delta \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot F \cdot L}{10 \cdot b \cdot h \cdot G \cdot \delta}\right)} \quad \text{Equação 4.2}$$

Nas equações acima F é o incremento de força aplicada (em N), L é o vão (em mm), b é a largura da viga (em mm), h é a altura da viga (em mm), δ é o incremento de deslocamentos verticais medido no meio do vão correspondente às forças aplicadas (em mm) e G é o módulo de elasticidade transversal (em MPa), que pode ser obtido, de acordo com a ABNT NBR 7190-1:2022, por $G = E/16$, sendo E o módulo de elasticidade à compressão paralelas às fibras da madeira. Os valores dos módulos de elasticidade à flexão calculados de acordo com as Equações 4.1 e 4.2 são apresentados na Tabela 4.2.

As vigas da espécie *Eucalyptus grandis* apresentaram módulo de elasticidade aparente à flexão desprezando-se a deformação por cisalhamento aproximadamente 214% superior ao das vigas da espécie *Pinus taeda*, enquanto o valor considerando a deformação por cisalhamento foi aproximadamente 224% superior. Deve-se observar ainda que os módulos de elasticidade aparente à flexão, desprezando e considerando a deformação por cisalhamento, apresentaram uma diferença de, aproximadamente, 5%.

Tabela 4.2 – Módulos de elasticidade (MOE) das vigas

Viga	MOE_f (MPa)	$MOE_{f,c}$ (MPa)	$MOE_f/MOE_{f,c}$ (%)
E-1	16594	17489	94,9
E-2	17271	18242	94,7
E-3	16288	17149	95,0
E-4	17427	18409	94,7
E-5	16615	17505	94,9
E-6	16132	16976	95,0
E-7	16390	17242	95,1
E-8	17623	18628	94,6
E-9	17022	17950	94,8
E-10	15632	16405	95,3
Média <i>E. grandis</i>	16699	17599	
P-1	5156	5374	95,9
P-2	5469	5716	95,7
Média <i>P. taeda</i>	5312	5424	

Fonte: o autor

d) Ensaios de compressão e tração paralelas às fibras

Após os ensaios dos elementos mistos de madeira e concreto em temperatura ambiente foram retirados quatro corpos de prova para ensaio de compressão paralela às fibras e 4 corpos de prova para ensaio de tração paralelas às fibras de cada elemento. Os ensaios de compressão serviram para a determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão paralela às fibras, tendo sido adotado o método indicado na ABNT NBR 7190-3:2022.

Os ensaios de tração paralela às fibras foram utilizados para a determinação da resistência à tração paralela às fibras. O ensaio seguiu o método recomendado pela ABNT NBR 7190-3:2022, tendo sido utilizados corpos de prova com 450 mm de comprimento total e seção transversal retangular com dimensões nominais na região central iguais a $7 \times 50 \text{ mm}$. A Figura 4.3 ilustra o ensaio de tração paralela às fibras da madeira. Na Tabela 4.3 são apresentados os valores médios do módulo de elasticidade ($E_{c0,m}$), de resistência à compressão paralela às fibras ($f_{c0,m}$), da resistência à tração paralela às fibras ($f_{t0,m}$) obtidos experimentalmente, bem como os coeficientes de variação (COV) .

Figura 4.3 - Ensaio de tração paralela às fibras



Fonte: o autor

Tabela 4.3 - Resultados médios dos ensaios de compressão e tração paralelas às fibras da madeira

Viga	$E_{c0,m}$ (MPa) (COV)	$f_{c0,m}$ (MPa) (COV)	$f_{t0,m}$ (MPa) (COV)
E-1	18581 (22,0%)	58,3 (19,5%)	131,4 (16,3%)
E-2	17966 (5,5%)	58,5 (2,9%)	76,8 (36,8%)
E-4	18695 (15,5%)	59,8 (6,4%)	121,1 (38,9%)
E-5	16003 (10,0%)	52,9 (4,0%)	101,0 (39,1%)
E-7	15884 (6,4%)	56,8 (7,1%)	95,5 (28,2%)
E-8	16828 (11,8%)	56,0 (2,0%)	120,9 (5,6%)
Média <i>E. grandis</i>	17326 (13,9%)	57,0 (9,1%)	107,8 (31,5%)
P-1	6773 (34,2%)	34,2 (6,8%)	49,72 (46,9%)

Fonte: o autor

4.2.1.2 Concreto

Para a confecção dos elementos estruturais foi necessária a realização de uma concretagem para cada viga. Foi utilizado o mesmo traço já descrito no capítulo 3 para a confecção dos corpos de prova dos ensaios *push out*. Para cada concretagem foram retirados 6 corpos de provas para a caracterização do concreto à compressão, seguindo o procedimento indicado no capítulo 3. Na Tabela 4.4 são apresentados os valores médios do módulo de elasticidade (E_c) e da resistência à compressão (f_c) obtidos experimentalmente após 28 dias da

concretagem para cada uma das vigas confeccionada, bem como os coeficientes de variação (COV).

Tabela 4.4 - Resultados médios dos ensaios de compressão do concreto

Viga	f_c (MPa) (COV)	E_c (MPa) (COV)
E1-A-L2	35,92 (4,9%)	31424,6 (5,3%)
E2-A-L2	35,71 (7,5%)	30701,9 (4,7%)
E3-I-L2	36,48 (3,7%)	29124,3 (5,3%)
E4-A-L4	31,86 (4,0%)	31594,5 (4,2%)
E5-A-L4	31,76 (11,5%)	29216,9 (9,2%)
E6-I-L4	33,69 (6,8%)	30734,0 (5,2%)
E7-A-L2-R	37,76 (2,8%)	29786,9 (2,8%)
E8-A-L2-R	36,30 (5,3%)	32464,0 (6,5%)
E9-I-L2-R	35,17 (5,9%)	31302,2 (74,%)
E10-I-L2-R(P)	35,70 (2,5%)	31123,6 (3,69%)
P1-A-L2	38,24 (2,3%)	30057,6 (10,5%)
P2-I-L2	36,87 (1,3%)	30410,6 (4,3%)

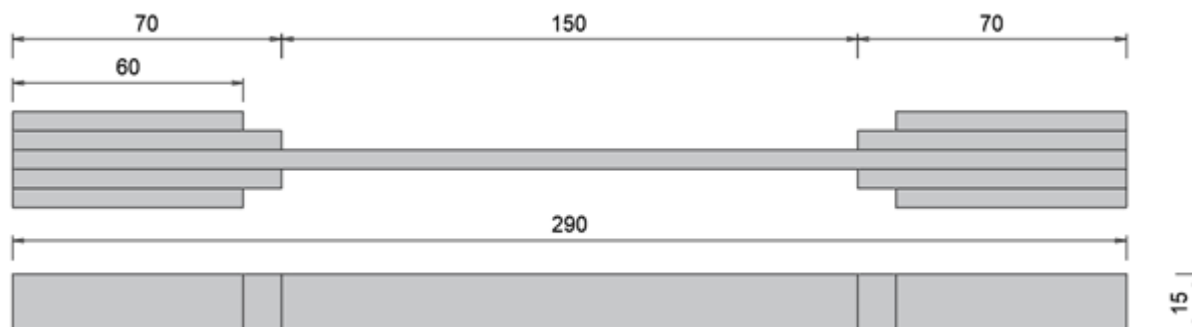
Fonte: o autor

4.2.1.3 Fibras de vidro

Para as vigas reforçadas, foi utilizado tecido de fibras vidro unidirecional L0920lld, fornecido pela empresa *Owens Corning*, com gramatura igual a 920 g/m² e espessura igual a 0,5 mm. Como matriz polimérica foi empregada resina epóxi S&P RESIN 55 RS, adquirida junto a empresa *S&P Clever Reinforcement*.

Foram realizados ensaios de tração uniaxial seguindo as recomendações das normas ISO 527-1 (2012) e ISO 527-5 (2012) para a determinação da resistência à tração dos compósitos de fibras de vidro utilizados nesta pesquisa. Para isso, foram produzidos 8 corpos de prova com a configuração e as dimensões indicadas na Figura 4.4.

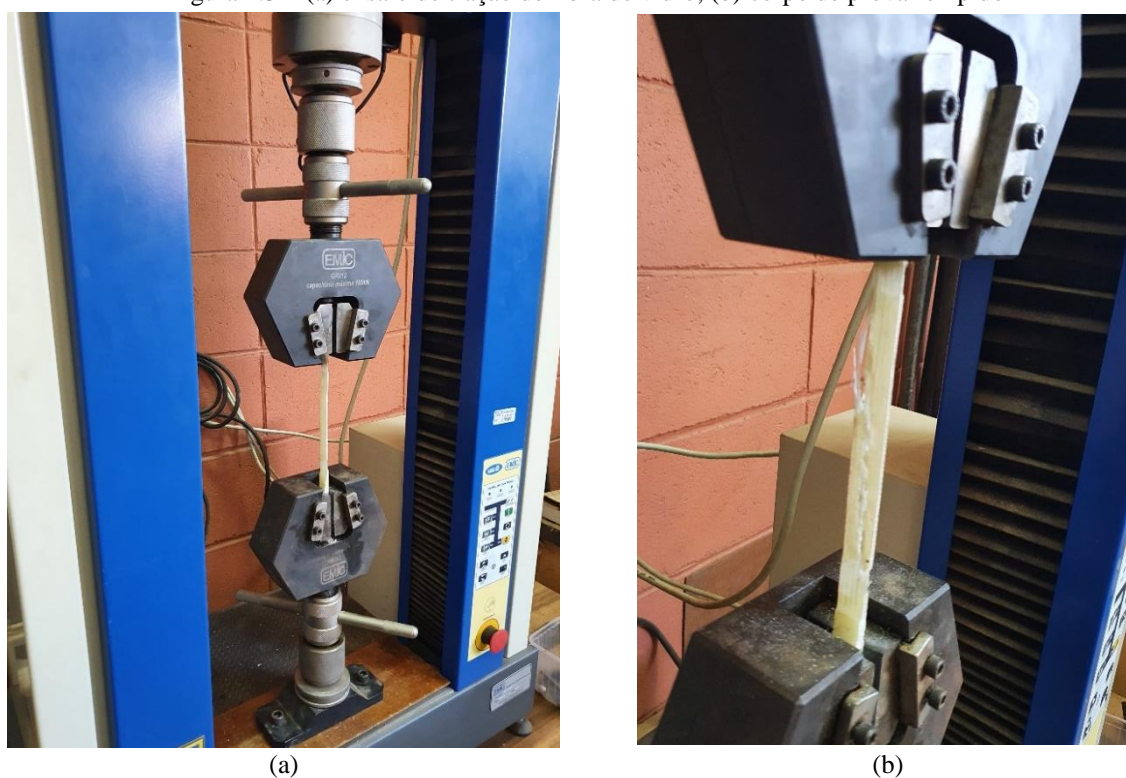
Figura 4.4 - Corpos de prova para ensaios de tração de fibras de vidro (dimensões em mm).



Fonte: o autor

Os ensaios foram realizados na máquina de ensaio *Emic* modelo DL3000, com velocidade de aplicação de carga de 2 mm/min. Devido a indisponibilidade de transdutores de deslocamentos compatíveis com o sistema de aquisição da máquina, não foram realizadas medidas de deformação para a determinação do módulo de elasticidade das fibras de vidro. Na Figura 4.5 é ilustrado o ensaio de tração das fibras de vidro, bem como seu modo de ruptura. Na Tabela 4.5 são apresentados os resultados obtidos.

Figura 4.5 – (a) ensaio de tração de fibra de vidro; (b) corpo de prova rompido



Fonte: o autor

Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de tração do compósito de fibras de vidro

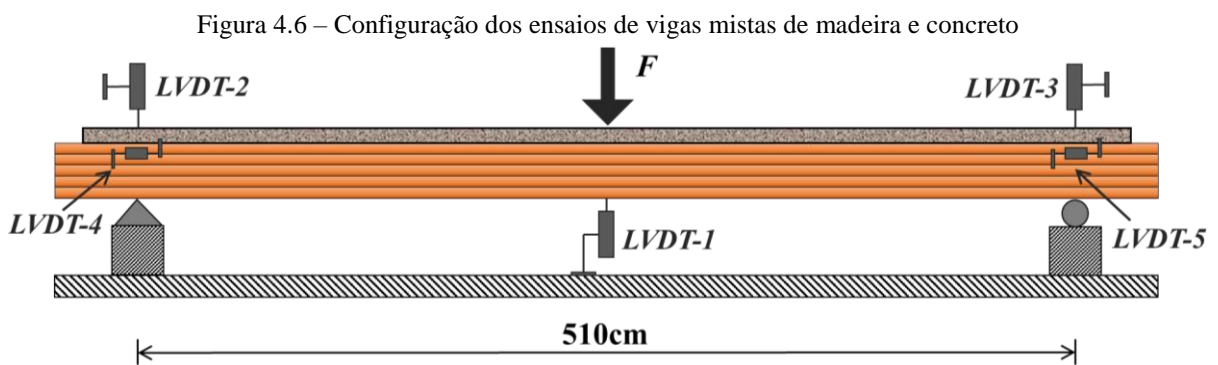
Corpo de Prova	f_t (MPa)
CP-1	835,80
CP-2	806,19
CP-3	759,32
CP-4	847,14
CP-5	757,02
CP-6	678,74
CP-7	954,28
CP-8	839,35
Média (COV)	809,73 (10,0 %)

Fonte: o autor

De acordo com a Owens Corning (2022), o tecido unidirecional LT0980, cuja gramatura é igual a 980 g/m², e, portanto, similar à empregada nesta pesquisa, apresenta resistência à tração igual a 840 MPa e módulo de elasticidade igual a 40,7 MPa. Assim, o valor obtido para a fibra L09201ld foi aproximadamente 3,6% inferior ao indicado para a fibra LT0980. Deve-se observar também que em relação às pesquisas realizadas anteriormente no LaMEM, acerca do reforço com fibra de vidro, tais como em Fiorelli (2005) e Miotto (2009), as fibras de vidro empregadas neste trabalho apresentaram menores resistências à tração.

4.2.2 Método experimental

Para a avaliação dos elementos mistos de madeira e concreto foi adotada a configuração de ensaio de flexão a três pontos. Desta forma, a viga simplesmente apoiada com 5100 mm de vão recebeu um carregamento pontual crescente no meio do vão, conforme Figura 4.6. A escolha por este tipo de configuração de ensaio, em vez do ensaio de flexão a quatro pontos, o qual é mais comum na análise de vigas, foi motivada para reproduzir em temperatura ambiente as condições adotadas nos ensaios termomecânicos, visto que a estrutura do forno disponível no Laboratório de Estruturas torna o ensaio de flexão a três pontos o mais indicado. Além disso, Premrov e Dobrila (2012) pontuam que, por meio desta configuração de ensaio, a influência da rigidez do conector de cisalhamento é melhor avaliada, visto que há uma distribuição constante de cisalhamento ao longo da viga.



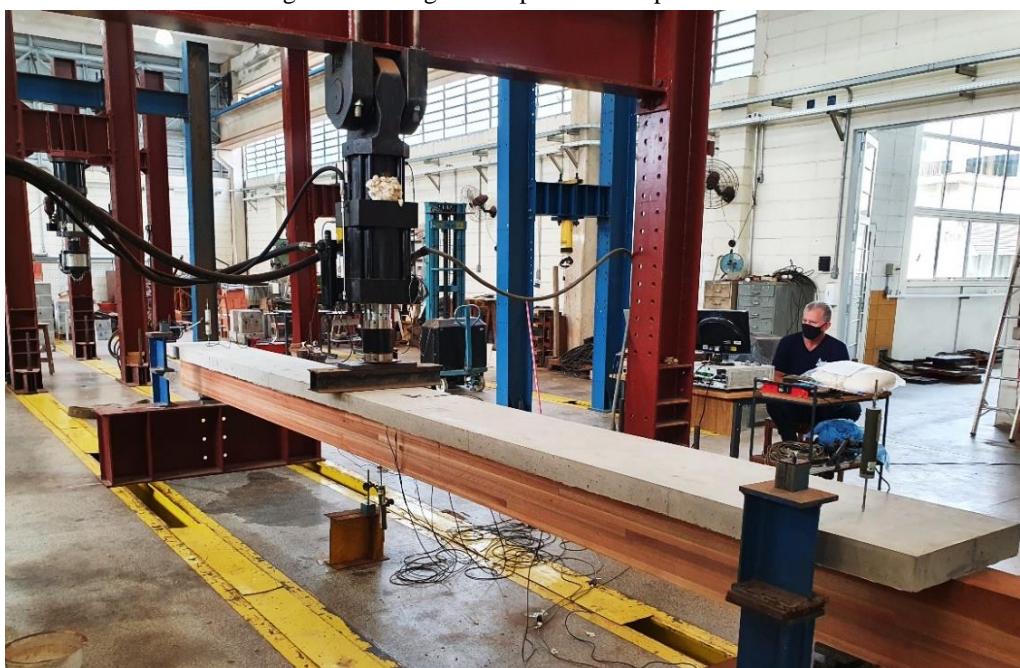
Fonte: o autor

O procedimento de carregamento adotado foi similar ao realizado nos ensaios de ligações mistas, indicado na Figura 3.9 apresentada no capítulo 3. Dessa forma, o carregamento foi aplicado até 40% da força de ruptura estimada da viga, determinada a partir do Método Gama, permanecendo neste patamar durante 30 s. Em seguida, o carregamento foi reduzido até 10% da força de ruptura estimada da viga, permanecendo neste patamar por mais 30 s. Por fim,

o carregamento foi elevado até se atingir a ruptura do elemento estrutural. A aplicação da força se deu mediante controle de deslocamento com velocidade constante e igual a 0,05 mm/s. Procedimento similar ao adotado neste trabalho pode ser visto em Lukaszewska, Fragiacomio e Johnsson (2010).

Para a realização do ensaio, o sistema foi posicionado sobre uma laje de reação. O carregamento foi aplicado por meio de atuador servo-hidráulico com capacidade de 500 kN montado em um pórtico de reação. Foi utilizado um transdutor de deslocamento com curso máximo de 100 mm para determinação do deslocamento vertical no meio do vão (LVDT-1 na Figura 4.6), dois transdutores de deslocamento com curso máximo de 50 mm para a determinação do deslocamento vertical nos apoios (LVDT-2 e LVDT-3 na Figura 4.6) e dois transdutores de deslocamento com curso máximo de 25 mm para a determinação do deslizamento relativo entre a madeira e o concreto (LVDT-4 e LVDT-5 na Figura 4.6). Nas Figuras 4.7 e 4.8 são ilustrados alguns detalhes de elementos estruturais prontos para serem ensaiados.

Figura 4.7 – Viga mista posicionada para ensaio



Fonte: o autor

Para a avaliação das deformações, uma seção transversal distante 30 cm do meio do vão recebeu extensômetros. Para a madeira foi utilizado o extensômetro elétrico do tipo KFG-5-120-C1-11, com comprimento igual a 5 mm, enquanto que para o concreto foi utilizado extensômetro elétrico do tipo PA-06-800BA-120-L, com comprimento igual a 20 mm. Os

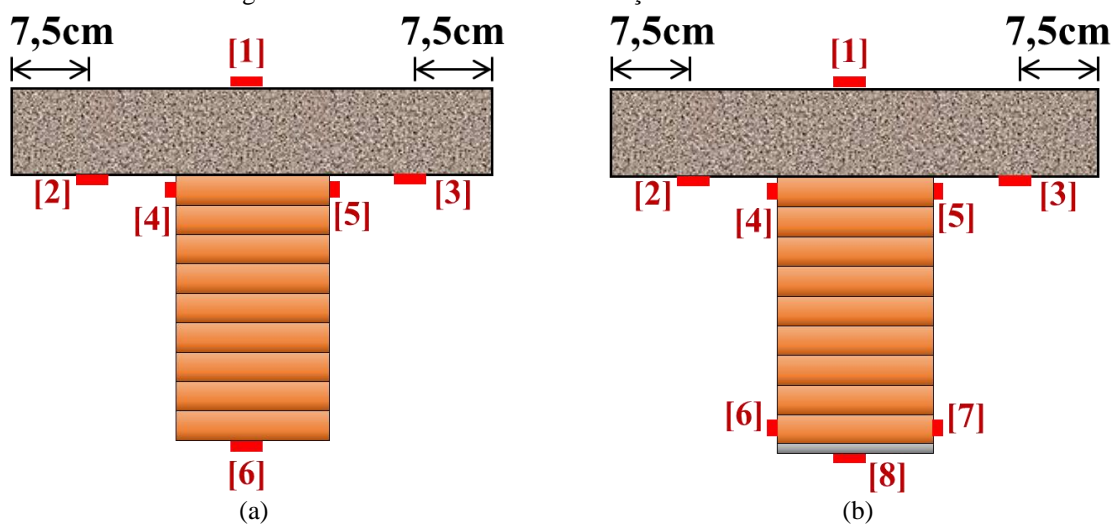
pontos de medição dos extensômetros estão indicados na Figura 4.9, para seção transversal sem e com reforço com fibra de vidro.

Figura 4.8 – Detalhe do apoio



Fonte: o autor

Figura 4.9 – Posicionamento dos extensômetros na seção transversal: (a) viga mista de madeira e concreto; (b) viga mista de madeira e concreto reforçada com fibra de vidro.



Fonte: o autor

4.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos por meio da análise experimental das vigas mistas de madeira e concreto, bem como as respectivas discussões.

4.3.1 Forças e modos de ruptura

Na Tabela 4.6 são apresentadas as forças de ruptura dos elementos estruturais analisados. Para as vigas de *Eucalyptus grandis* sem reforço de fibra de vidro, é possível observar que os elementos produzidos com a ligação *L2* apresentaram força de ruptura média de 114,12 kN, enquanto os confeccionados com a ligação *L4* apresentaram força de ruptura média de 111,38 kN. As vigas de *Eucalyptus grandis* reforçadas com fibra de vidro e produzidas com a ligação *L2* apresentaram força de ruptura média de 139,94 kN. O elemento misto com *Pinus taeda*, produzido com a ligação *L2*, apresentou força de ruptura de 67,73 kN.

Tabela 4.6 - Forças de ruptura

Viga	F_{rup} (kN)
E1-A-L2	115,45
E2-A-L2	112,79
E4-A-L4	119,32
E5-A-L4	103,44
E7-A-L2-R	136,08
E8-A-L2-R	143,80
P1-A-L2	67,73

Fonte: o autor

Desta forma, é possível observar que as forças de ruptura dos elementos com diferentes conectores de cisalhamento foram praticamente iguais, com as vigas com ligação *L4* apresentaram redução de aproximadamente 2,5% na resistência média em relação aos elementos com ligação *L2*. O emprego de reforço com fibras de vidro, por sua vez, ocasionou a elevação em aproximadamente 25,6% da resistência das vigas mistas de madeira e concreto. Com relação à espécie de madeira, a viga mista com *Pinus taeda* apresentou resistência aproximadamente 39,2% inferior à viga mista com *Eucalyptus grandis*.

Raftery e Rodd (2015) apontaram que o emprego de fibras de vidro em vigas de madeira (*Sitka spruce*), com uma espessura correspondente a 1,86% da sua altura, ocasionou a elevação de 31% da resistência do elemento estrutural. Dessa forma, o reforço de vigas mistas de madeira

e concreto realizado neste trabalho levaram a um ganho de resistência ligeiramente inferior ao apontado por Raftery e Rodd (2015), entretanto, ressalta-se que esses autores utilizaram uma porcentagem de reforço superior à aqui utilizada.

No trabalho de Miotto e Dias (2015), o reforço de vigas mistas de madeira (*Lyptus*) e concreto com fibras de vidro, com uma espessura correspondente a 3,1% da altura da viga de madeira, provocou a elevação de aproximadamente 8,3% da força de ruptura média dos elementos estruturais ensaiados. Desta forma, no presente trabalho foi empregada uma menor porcentagem de reforço de fibra de vidro e alcançou-se um maior ganho de resistência média dos elementos estruturais.

Com relação ao modo de ruptura, foi constatado que na viga E1-A-L2 ocorreu por tração da madeira no meio do vão (Figura 4.10a), sendo ainda observada fissuração da laje de concreto (Figura 4.10b). Para a viga E2-A-L2 foi observada ruptura por tração iniciada em uma *finger joint* a aproximadamente 90 cm do meio do vão, havendo sua propagação na horizontal (Figura 4.11a). Além disso, foi constatada a separação da viga de madeira da laje de concreto armado próximo ao apoio onde se encontrava o *LVDT-3* (Figura 4.11b) e fissuração do concreto na região do meio do vão (Figura 4.11a).

Figura 4.10 – Ruptura viga E1-A-L2: (a) tração da madeira; (b) fissura na parte superior da mesa de concreto



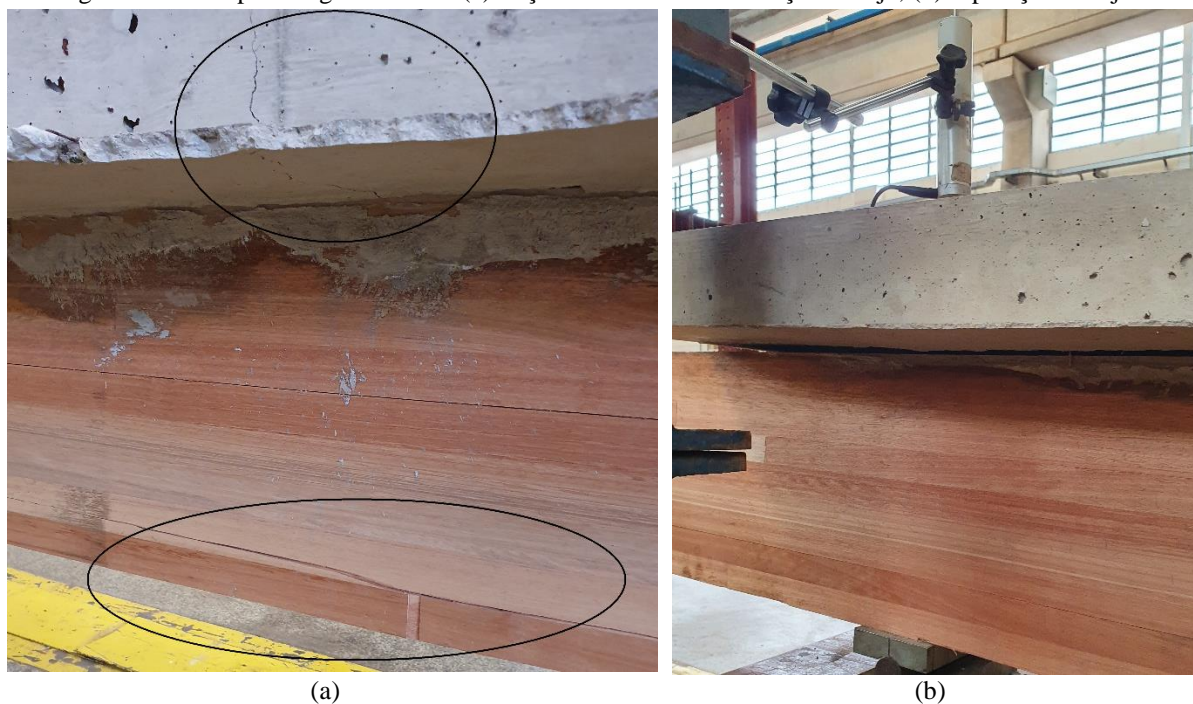
(a)



(b)

Fonte: o autor

Figura 4.11 – Ruptura viga E2-A-L2: (a) tração da madeira e fissuração na laje; (b) separação da laje.



Fonte: o autor

Para a viga E4-A-L4 foi observada a falha do sistema de conexão, com a ruptura do concreto no entalhe (Figura 4.12a). Além disso, ocorreu a ruptura por tração da madeira (Figura 4.12b), que teve início em uma *finger joint* próximo ao meio do vão, a separação da mesa de concreto da viga de madeira (Figura 4.12a) e fissuração do concreto (Figura 4.12c e d). Para a viga E5-A-L4 também foram constatadas a ruptura da ligação com separação entre a laje e a viga e a ruptura da madeira por tração (Figura 4.13).

A ruptura da viga E7-A-L2-R ocorreu pela falha do sistema de conexão, sendo observado o deslocamento da laje de concreto da viga de madeira (Figura 4.14a). Foram também constatadas fissuras no concreto (Figura 4.14b). Para a viga E8-A-L2-R também foi observada a ruptura do sistema de conexão com separação da madeira e do concreto (Figura 4.15a). Além disso, foi observada fissuração longitudinal (Figura 4.15c) e transversal no concreto e uma aparente ruptura por cisalhamento da madeira (Figura 4.15c). Deve-se destacar que em nenhuma das vigas reforçadas com fibras de vidro foi observada ruptura por tração da madeira ou da fibra de vidro, e nem ruptura na interface madeira-reforço.

Dessa forma, observa-se que o tipo de conexão e a presença do reforço com fibras de vidro alterou o modo de ruptura predominante nos elementos estruturais de *Eucalyptus grandis*. Para o sistema de ligação L2 a ruptura predominante foi a tração da madeira, enquanto que para o conector L4 a ruptura foi fortemente influenciada pela falha das ligações.

Figura 4.12 – Ruptura viga E4-A-L4: (a) ruptura da ligação e separação da laje; (b) ruptura por tração da madeira; (c) fissuras transversais no concreto; (d) fissuras longitudinais no concreto

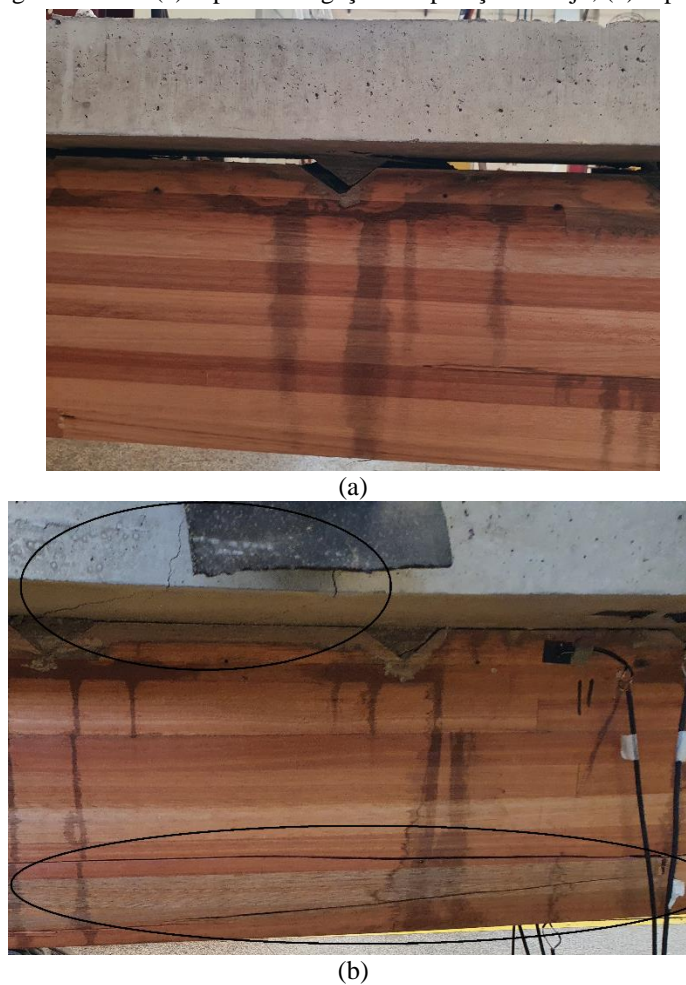


Fonte: o autor

Enquanto isso, o reforço com fibras de vidro evitou a ruptura por tração da madeira dos elementos estruturais, fazendo com que a falha das vigas mistas se desse principalmente no sistema de conexão. A mudança de modo de ruptura em vigas mistas de madeira e concreto sem e com reforço de fibras de carbono também foi observada por Jiang *et al.* (2018), tendo sido relatada ruptura por tração da madeira em vigas sem reforço, ou com menores porcentagens de reforço, enquanto que as vigas com maiores espessuras de fibras de carbono romperam por cisalhamento na madeira.

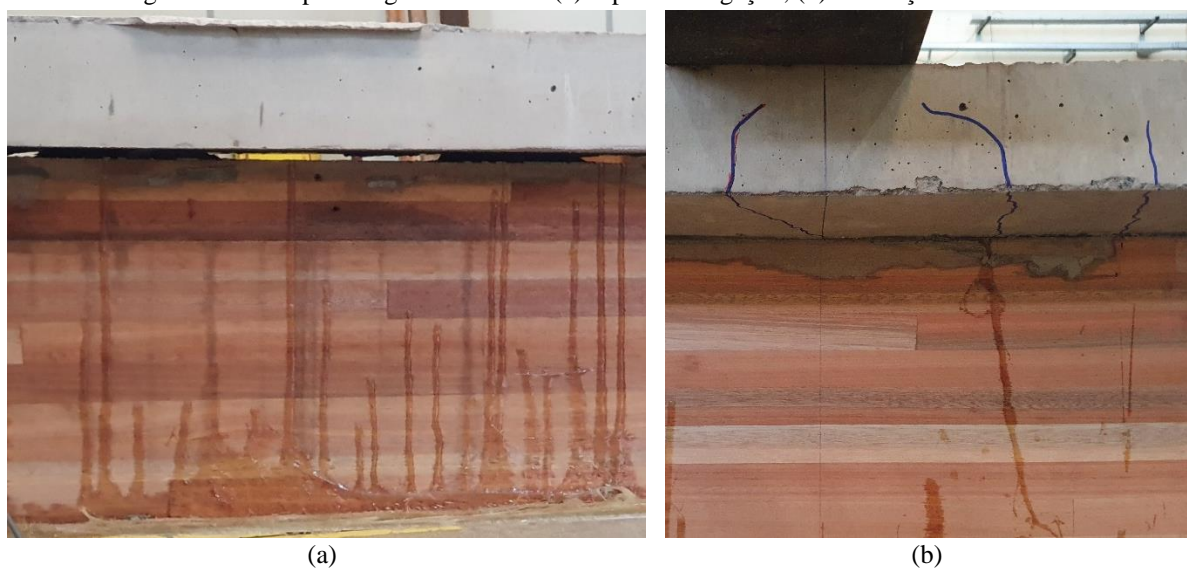
A ruptura da viga P1-A-L2 ocorreu de forma frágil, por tração da madeira, tendo início em uma *finger joint* posicionado no meio do vão, e propagando-se pela altura da viga de madeira (Figura 4.16). Além disso, foi constatada fissuração na laje de concreto.

Figura 4.13 – Ruptura viga E5-A-L4: (a) ruptura da ligação e separação da laje; (b) ruptura por tração da madeira



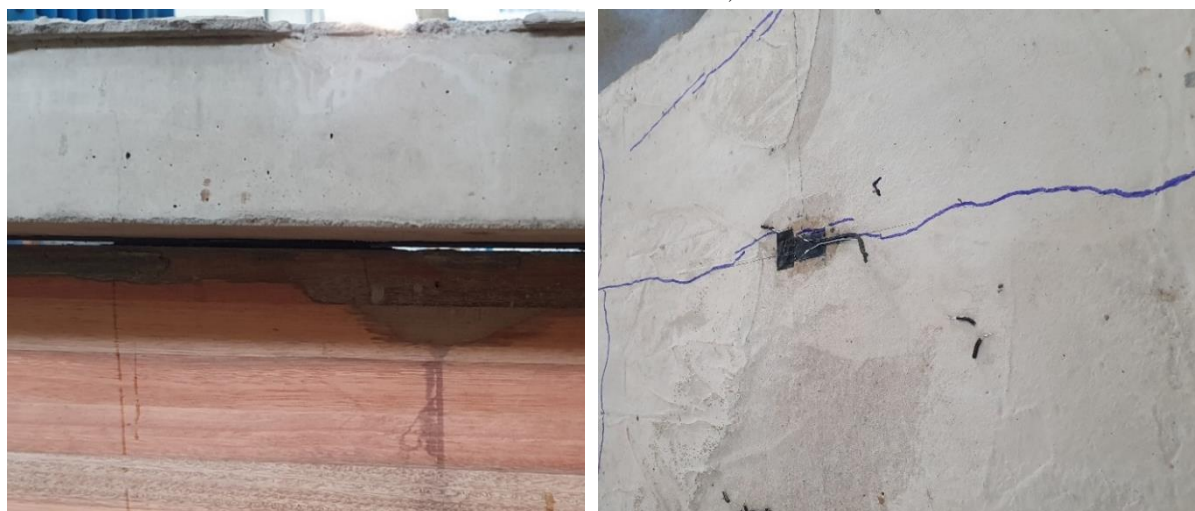
Fonte: o autor

Figura 4.14 – Ruptura viga E7-A-L2-R: (a) ruptura da ligação; (b) fissuração do concreto



Fonte: o autor

Figura 4.15 – Ruptura viga E8-A-L2-R: (a) ruptura da ligação; (b) fissuração longitudinal no concreto; (c) cisalhamento da madeira;



Fonte: o autor

Figura 4.16 – Ruptura viga P1-A-L2



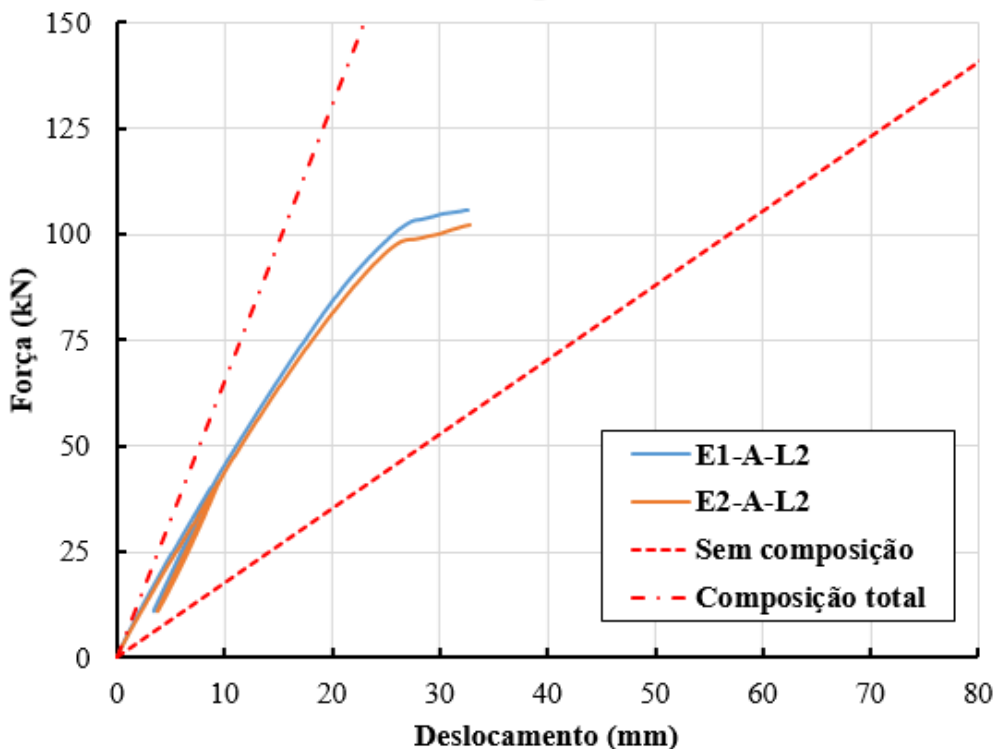
Fonte: o autor

4.3.2 Comportamento força x deslocamento vertical

Nas Figuras 4.17 a 4.20 são ilustradas as curvas *força versus deslocamento vertical no meio do vão* obtidas nas análises experimentais. O transdutor *LVDT-1* foi retirado antes do fim dos ensaios, de forma a preservar o equipamento e, por este motivo, não foram medidos, até a ruptura das vigas, os deslocamentos verticais associados a este transdutor. No entanto, na Figura 4.21 são apresentadas as curvas *força versus deslocamento vertical* completas para todas as vigas, obtidas com a aquisição dos deslocamentos do atuador.

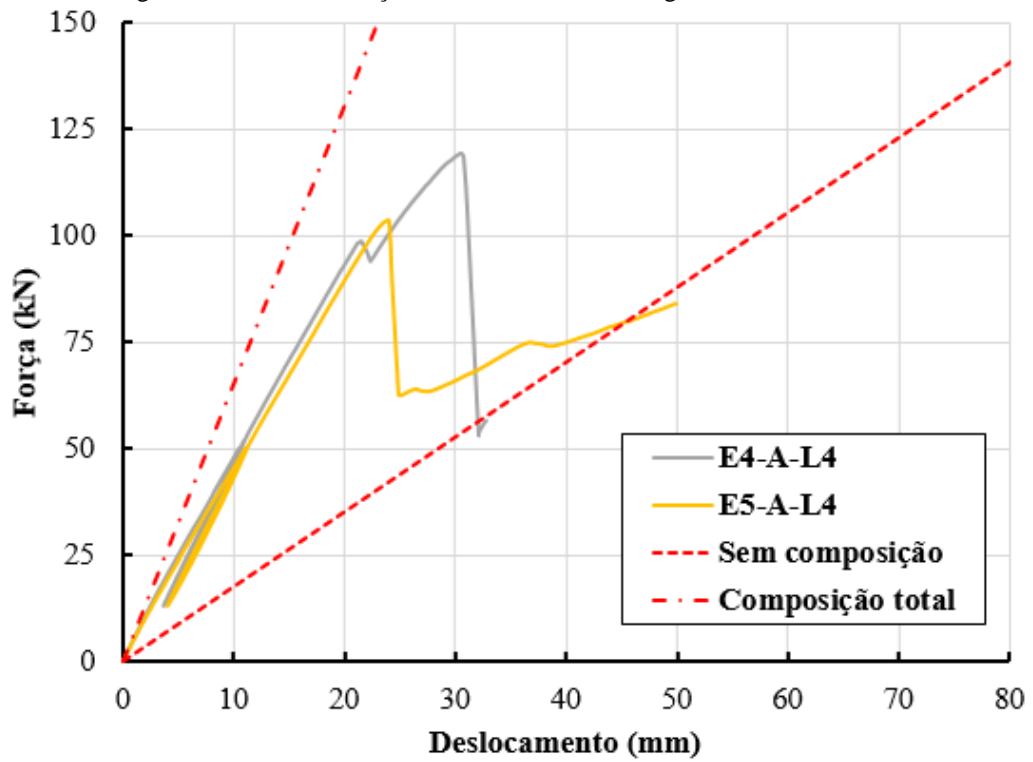
É possível observar que as vigas E1-A-L2 e E2-A-L2 apresentaram comportamento linear até aproximadamente os 70 kN, havendo em seguida uma pequena perda de rigidez. A partir de aproximadamente 100 kN ocorre uma perda mais acentuada na rigidez dessas vigas, passando a ocorrer um comportamento plástico. A força resistente do elemento E1-A-L2 cresceu até o valor máximo, caindo rapidamente em seguida, sendo o ensaio finalizado neste instante. A viga E2-A-L2 apresentou crescimento até os 111,97 kN, tendo ocorrido uma pequena queda na força suportada e, logo em seguida voltando a crescer, até atingir a força máxima. No momento da segunda queda da resistência foi constatada a ruptura por tração da madeira.

Figura 4.17 – Curvas força versus deslocamento: vigas E1-A-L2 e E2-A-L2



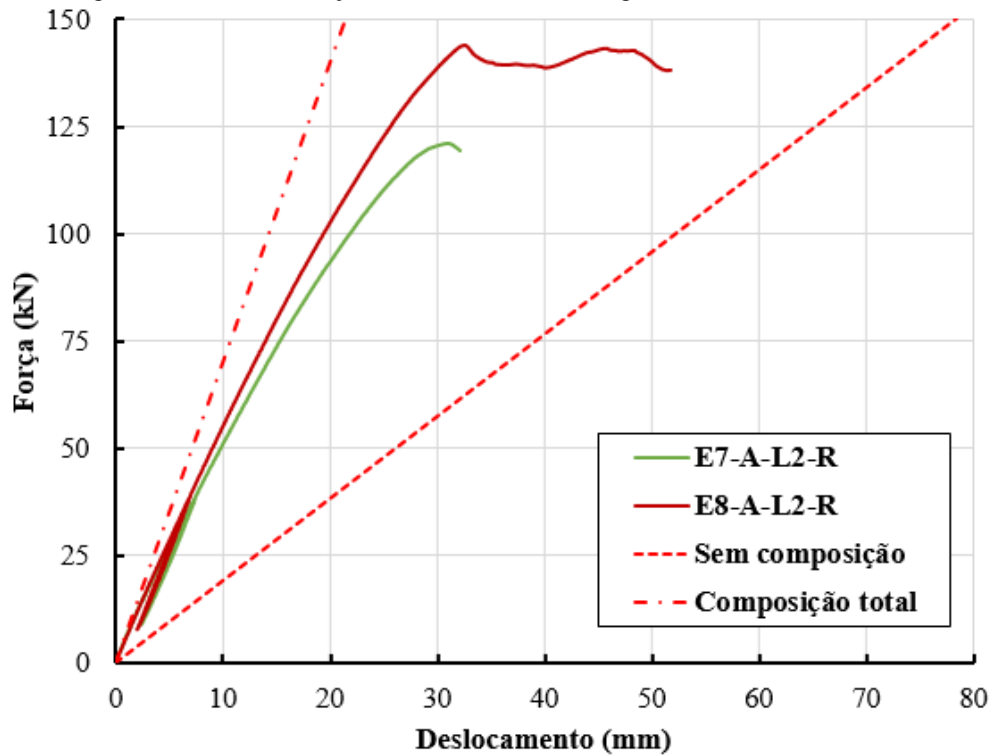
Fonte: o autor

Figura 4.18 – Curvas força versus deslocamento: vigas E4-A-L4 e E5-A-L4



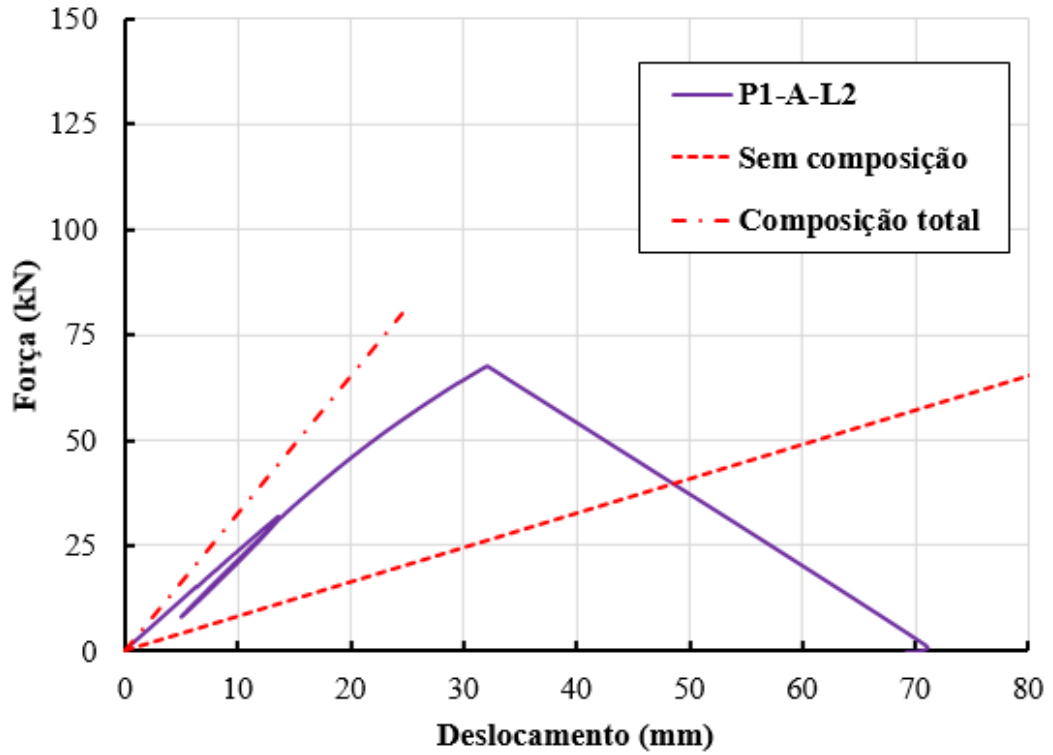
Fonte: o autor

Figura 4.19 – Curvas força versus deslocamento: vigas E7-A-L2-R e E8-A-L2-R



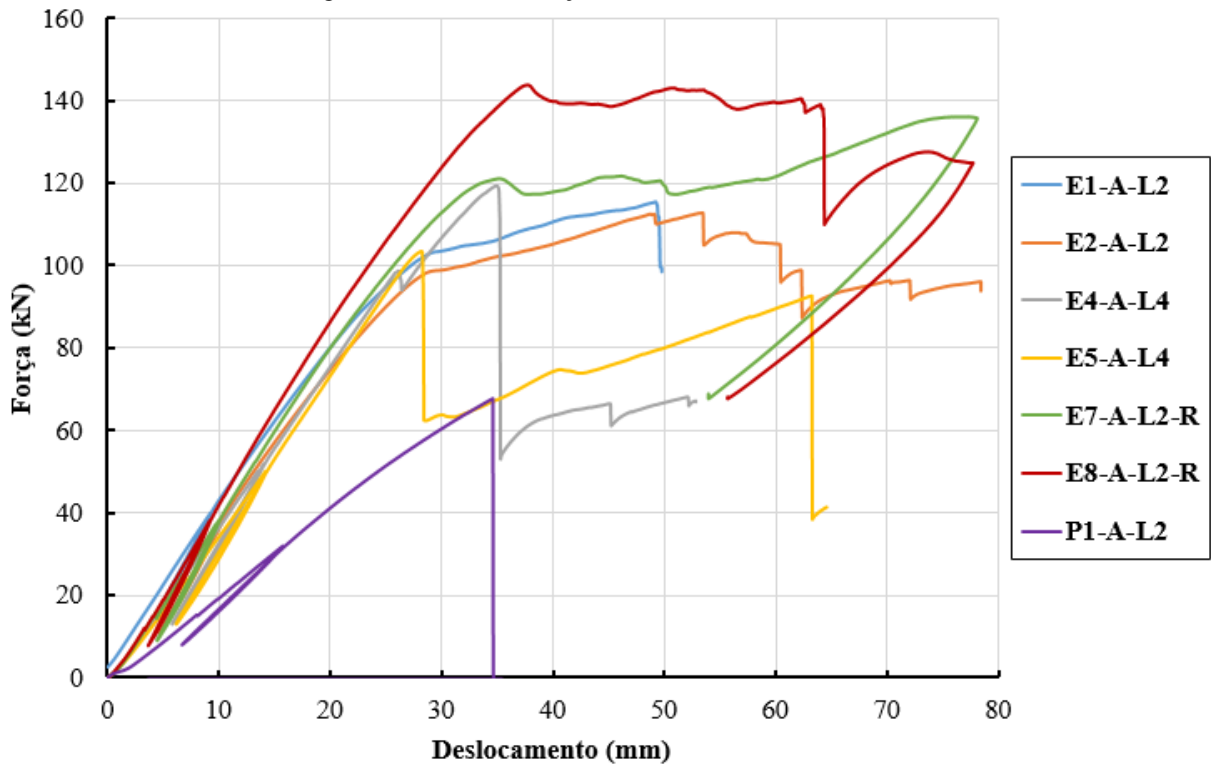
Fonte: o autor

Figura 4.20 – Curvas força versus deslocamento: viga P1-A-L2



Fonte: o autor

Figura 4.21 – Curvas força versus deslocamento (atuador)



Fonte: o autor

O elemento E4-A-L4 apresentou comportamento linear até os 97 kN, ocorrendo uma pequena queda, seguida de um novo crescimento linear até a força máxima, havendo, logo após, uma queda brusca na força suportada pela viga. O elemento E5-A-L4 apresentou um comportamento praticamente linear até a força máxima suportada pelo elemento estrutural, sendo seguido por uma queda acentuada da força resistente. Foi constatado que as elevadas reduções das forças suportadas pelos elementos estruturais estavam associadas à ruptura dos conectores de cisalhamento.

Desta forma, pôde se observar que o tipo de ligação teve bastante influência no comportamento das vigas mistas de madeira e concreto. Enquanto as vigas produzidas com ligação formada por barras de aço coladas apresentaram um comportamento dúctil, as vigas construídas com conectores de cisalhamento formados pela associação de barras de aço com entalhes triangulares apresentaram um comportamento frágil.

Como visto no capítulo 3 deste texto, por meio dos ensaios *push-out* foi verificado um comportamento dúctil para a ligação L2 e um comportamento frágil para a ligação L4. Desta forma, os elementos estruturais tiveram modos de ruptura análogos aos de suas respectivas ligações.

A viga E7-A-L2-R apresentou comportamento linear até aproximadamente os 75 kN, seguida de uma pequena redução na rigidez. A partir dos 120 kN os deslocamentos verticais aumentaram sem praticamente haver variação do carregamento. Logo depois, a força resistente continua a subir até atingir a força máxima de 136,08 kN.

A viga E8-A-L2-R também apresentou comportamento linear até aproximadamente os 75 kN, seguida de uma pequena redução na rigidez. A força resistente no elemento estrutural continuou crescente até se atingir a força máxima suportada na estrutura. Ao atingir este patamar, a força permaneceu praticamente constante, sofrendo pequenas oscilações, e os deslocamentos verticais apresentaram crescimento elevado. Após esse patamar de escoamento, a capacidade resistente da viga caiu rapidamente.

Desta forma, ao se comparar as vigas sem reforço com fibras de vidro (E1-A-L2 e E2-A-L2) com as vigas reforçadas (E7-A-L2-R e E8-A-L2-R), é possível observar que as fibras de vidro além de aumentarem a capacidade resistente dos elementos estruturais, aumentaram a sua ductilidade. Além disso, o reforço com fibras de vidro evitou a ruptura por tração da madeira (que havia sido verificada nas vigas E1-A-L2 e E2-A-L2), fazendo com que a falha nas vigas reforçadas ocorresse na ligação.

O aumento da ductilidade dos elementos estruturais reforçados com fibras sintéticas, tais como a de vidro, está de acordo com a literatura sobre o assunto, tal como pode ser visto em Raftery e Rodd (2015) e Corradi *et al.* (2017) para vigas de madeira e em Jiang *et al.* (2018) para vigas mistas de madeira e concreto.

A viga P1-A-L2 apresentou comportamento linear até aproximadamente 75% da força de ruptura do elemento estrutural, havendo em seguida uma pequena redução da rigidez. Ao atingir a força máxima a madeira rompeu por tração e a capacidade resistente da viga caiu rapidamente. Desta forma, é possível observar que devido à baixa resistência à tração do *Pinus taeda*, quando comparada ao do *Eucalyptus grandis*, ocorreu uma ruptura elasto-frágil do elemento estrutural, governada justamente por esta propriedade. Com isso, não foi possível observar o mesmo efeito de plastificação causado pela ligação L2 nas vigas E1-A-L2 e E2-A-L2.

Nos gráficos apresentados nas Figuras 4.17 a 4.20 também são ilustradas as curvas teóricas de *força versus deslocamento vertical* considerando interação perfeitamente rígida entre a madeira e o concreto, como também nenhuma interação entre componentes da viga. Para o cálculo da rigidez à flexão considerando a interação total foi utilizado o método da seção transformada, enquanto que a rigidez à flexão sem a composição foi considerada igual a soma da rigidez à flexão de cada um dos componentes da seção transversal. É possível observar que os elementos estruturais apresentaram um comportamento mais próximo da situação de composição total que, no entanto, não foi atingida devido à flexibilidade das ligações.

A partir dos resultados experimentais de *força versus deslocamento vertical* é possível determinar a rigidez à flexão dos elementos estruturais (EI) a partir da Equação 4.3, sendo L o comprimento do vão, ΔF a variação de força correspondente à variação de deslocamento $\Delta\delta$.

$$(EI) = \frac{L^3}{48} \cdot \frac{\Delta F}{\Delta\delta} \quad \text{Equação 4.3}$$

Foram determinadas as rigidezes à flexão no estado limite de serviço, $(EI)_{ELS}$, e no estado limite último, $(EI)_{ELU}$, estando os valores calculados apresentados na Tabela 4.7. Conforme Zhang, Zhou e Chui (2022), $(EI)_{ELS}$ pode ser determinada considerando a inclinação da curva *força versus deslocamento* entre 10% e 40% da força máxima, enquanto que para $(EI)_{ELU}$ considera-se a inclinação entre 10% e 80% da força máxima.

Tabela 4.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de flexão de vigas mistas de madeira e concreto

Viga	$(EI)_{ELS}$ (kN.m ²)	$(EI)_{ELU}$ (kN.m ²)	λ_{ELS} (%)	λ_{ELU} (%)
E1-A-L2	14310	11647	72,0	51,7
E2-A-L2	14356	11416	72,3	50,0
E4-A-L4	14725	13508	75,2	65,9
E5-A-L4	14283	13273	71,8	64,1
E7-A-L2-R	14865	12353	68,8	51,6
E8-A-L2-R	16063	13898	77,1	62,2
P1-A-L2	7451	6655	77,2	65,4

Fonte: o autor

De acordo com Mai *et al.* (2018), é possível determinar o grau de composição do elemento estrutural (λ) a partir da Equação 4.4, sendo EI_{ef} a rigidez à flexão efetiva (determinada a partir dos resultados experimentais com a Equação 4.3), EI_0 a rigidez à flexão sem nenhuma composição entre madeira e concreto e EI_∞ a rigidez à flexão considerando ligação perfeitamente rígida entre a madeira e o concreto. Os valores calculados do grau de composição considerando os estados limites de serviço e último são apresentados na Tabela 4.7.

$$\lambda = \frac{EI_{ef} - EI_0}{EI_\infty - EI_0} \cdot 100 \quad \text{Equação 4.4}$$

As vigas mistas de *Eucalyptus grandis* com ligação L2 (E1-A-L2 e E2-A-L2) apresentaram rigidezes à flexão médias em serviço igual a 14.333 kN.m² e última igual a 11.531,5 kN.m². Desta forma, neste tipo de elemento estrutural houve uma redução de aproximadamente 19,5% da rigidez no estado limite de serviço para o estado limite último. Essa redução nas rigidezes dos elementos estruturais fez com que o grau de composição reduzisse de um valor em torno dos 72,15% para 50,85%.

Os elementos mistos de *Eucalyptus grandis* com ligação L4 (E4-A-L4 e E5-A-L4), por sua vez, apresentaram rigidezes à flexão médias em serviço e última iguais a 14.504 kN.m² e 13.390 kN.m², respectivamente. Com isso, no estado limite último houve uma redução média de apenas 7,7% da rigidez em relação ao estado limite de serviço. Essa pequena redução nas rigidezes dos elementos estruturais fica evidenciada no grau de composição desses elementos estruturais que diminuiu de um valor médio de 73,5% para 65%.

É possível observar que ao se comparar essas duas configurações de vigas, no estado limite de serviço as rigidezes médias foram bem parecidas, com uma diferença em torno de 1,2%. Entretanto, com o aumento do carregamento, o comportamento mais dúctil dos conectores de cisalhamento do tipo *L2* fez com que as vigas com essa ligação apresentassem maior perda de rigidez. Dessa forma, no estado limite último, foi constatada uma maior redução do grau de composição nas vigas com ligação do tipo *L2* do que nas com ligação do tipo *L4*.

Esse maior grau de composição explica o modo de ruptura predominante apresentado pelos elementos estruturais com a ligação *L4*. Apesar de os resultados obtidos no capítulo 3 indicarem que a ligação *L4* foi mais resistente que a *L2*, as vigas produzidas com conectores de cisalhamento *L4* apresentaram como modo de ruptura predominante a falha da ligação, enquanto as vigas com a ligação *L2* o modo de ruptura principal foi a tração da madeira. Desta forma, a maior rigidez no estado limite último das vigas E4-A-L4 e E5-A-L4 provocou uma maior solicitação nos conectores de cisalhamento, levando, desta forma, a sua ruptura.

Para as vigas reforçadas com fibras de vidro (E7-A-L2-R e E8-A-L2-R), as rigidezes médias nos estados limites de serviço e último foram, respectivamente, iguais a 15464 kN.m² e 13125,5 kN.m². Logo, no estado limite último houve uma redução de aproximadamente 15,1% da rigidez à flexão das vigas. Isso também pode ser constatado pela redução do grau de composição médio de 72,95% para 56,9%.

Em relação às vigas sem reforço (E1-A-L2 e E2-A-L2), na situação em serviço as vigas com fibras de vidro apresentaram um aumento médio de 7,9% na rigidez dos elementos estruturais, enquanto que no estado limite último o aumento médio foi de aproximadamente 13,8%. Desta forma, é possível observar que o reforço com fibra de vidro gerou um pequeno aumento na rigidez dos elementos estruturais, tanto em serviço quanto no estado limite último.

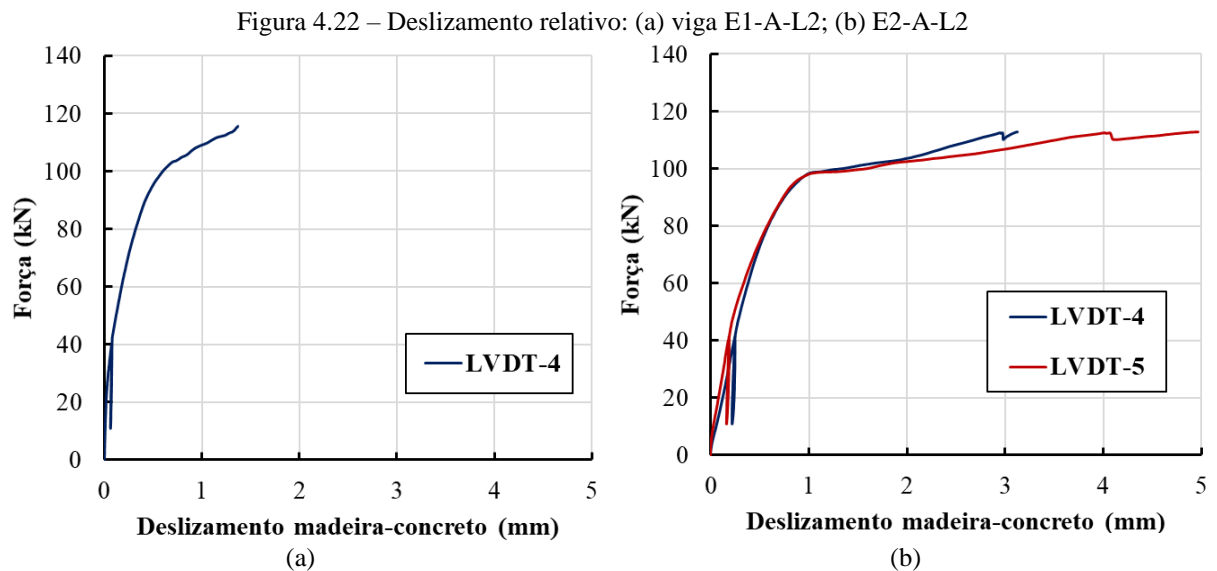
Este aumento está de acordo com valores encontrados na literatura. Para vigas de madeira, Raftery e Harte (2011) indicam um acréscimo de aproximadamente 12% em vigas reforçadas com fibras sintéticas, enquanto que Corradi *et al.* (2017) apontam de 5% a 15% de aumento na rigidez. No trabalho de Miotto e Dias (2015) foi possível observar um aumento de aproximadamente 15% na rigidez do elemento estrutural misto de madeira e concreto ao se empregar o reforço com fibras vidro.

Para a viga P1-A-L2 foi observada uma redução de aproximadamente 10,7% da rigidez à flexão próxima à ruptura com relação à situação em serviço. Ao comparar este elemento aos valores médios obtidos com as vigas E1-A-L2 e E2-A-L2, é possível observar que a rigidez dos elementos mistos de *Pinus taeda* foi 48% inferior em serviço e 42,3% inferior próximo à

ruptura. A menor rigidez do elemento P1-A-L2 é atribuída ao menor módulo de elasticidade do *Pinus taeda*.

4.3.3 Comportamento força x deslizamento relativo

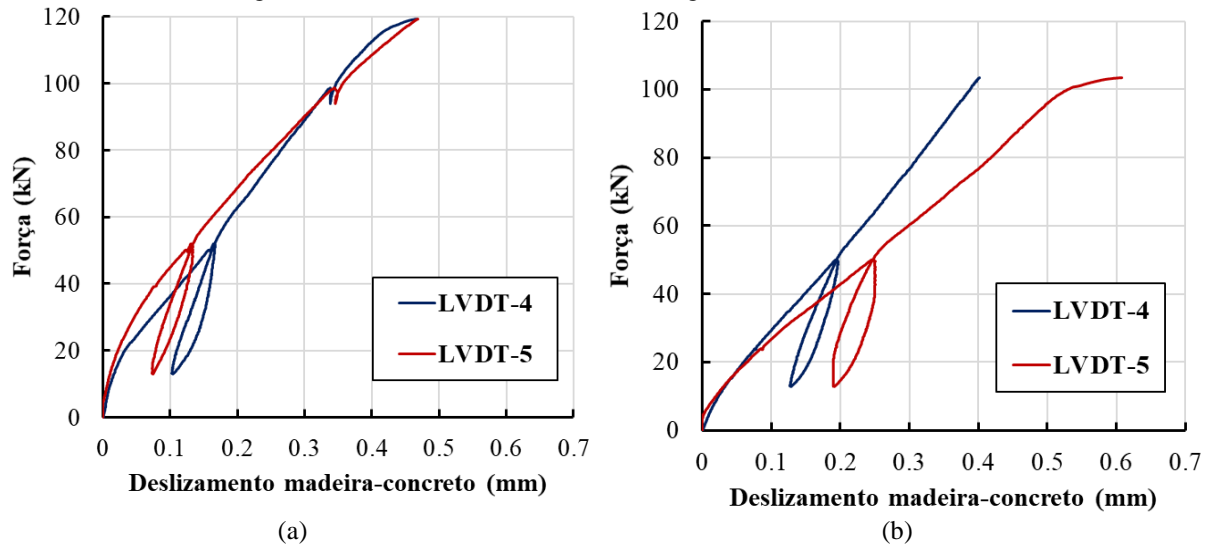
Nas Figuras 4.22 a 4.25 são ilustradas as curvas de *força versus deslizamento relativo* entre a madeira e o concreto obtidas na análise experimental dos elementos estruturais. Os resultados foram plotados até o ponto correspondente à força máxima suportada pelos elementos estruturais, com exceção da viga E7-A-L2-R, em que foi plotado também o trecho correspondente ao patamar de escoamento (em função das forças encontrarem-se bem próximas à força máxima). Na viga E1-A-L2, o LVDT-5 apresentou problema logo no início do ensaio e, portanto, não foram apresentados os resultados referentes a esse transdutor.



Ao comparar o deslizamento entre a madeira e o concreto das vigas E1-A-L2 e E2-A-L2 com o das vigas E4-A-L4 e E5-A-L4 é possível constatar que os valores de deslizamento nos elementos com ligação *L4* foram bem inferiores aos observados nos elementos com ligação *L2*, sendo este um comportamento já esperado em função do maior grau de composição das vigas com ligação *L4*. Pode-se ainda observar a maior ductilidade da ligação *L2*, corroborando com os resultados obtidos nos ensaios *push out*. Também foi possível constatar que os deslizamentos relativos no momento de ruptura das vigas com a ligação *L4* foram inferiores ao valor médio igual a 1,65 mm obtido nos ensaios *push out*. Este fato pode estar associado ao método empregado no ensaio *push out*, visto que de acordo com Mönch e Kuhlmann (2018) o

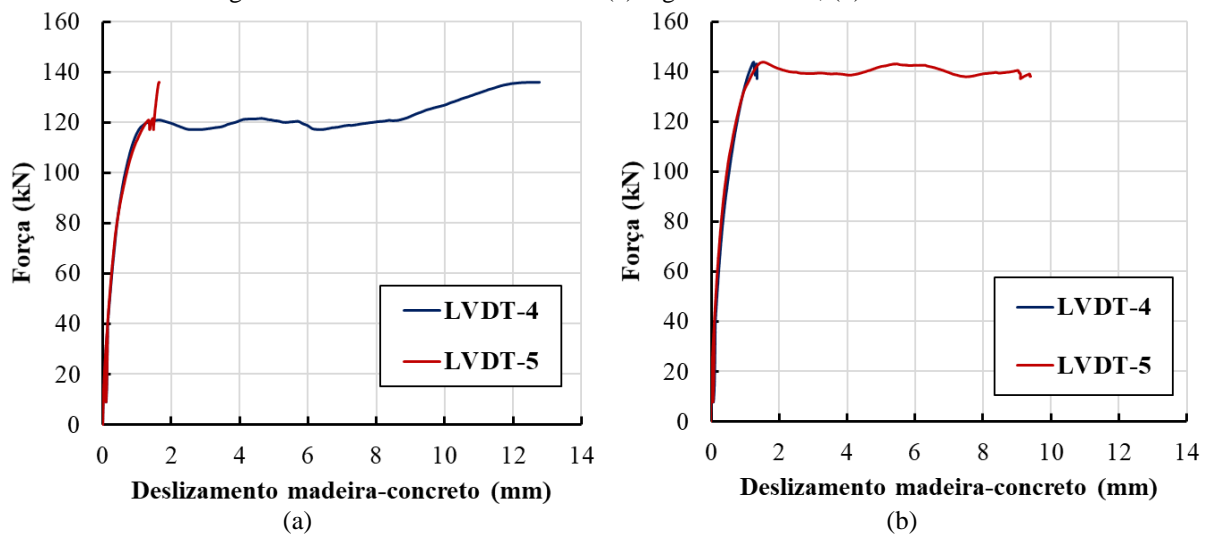
deslizamento entra a madeira e o concreto pode ser afetado pela configuração de ensaio e pelos locais de posicionamento dos transdutores de deslocamento.

Figura 4.23 – Deslizamento relativo: (a) viga E4-A-L4; (b) E5-A-L4



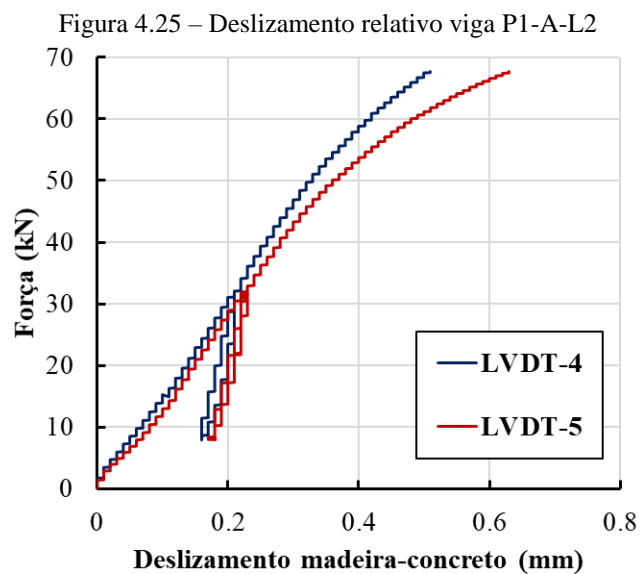
Fonte: o autor

Figura 4.24 – Deslizamento relativo: (a) viga E7-A-L2-R; (b) E8-A-L2-R



Fonte: o autor

Por meio dos gráficos apresentados, foi possível observar que as vigas reforçadas com fibras de vidro apresentaram os maiores deslizamentos relativos, alcançando valores da ordem de 10 mm. Com relação ao deslizamento relativo na viga de *Pinus taeda* é possível observar valores pequenos e que praticamente não houve o desenvolvimento de um comportamento plástico. Esse fato é justificado pela ruptura prematura da madeira devido à tração.



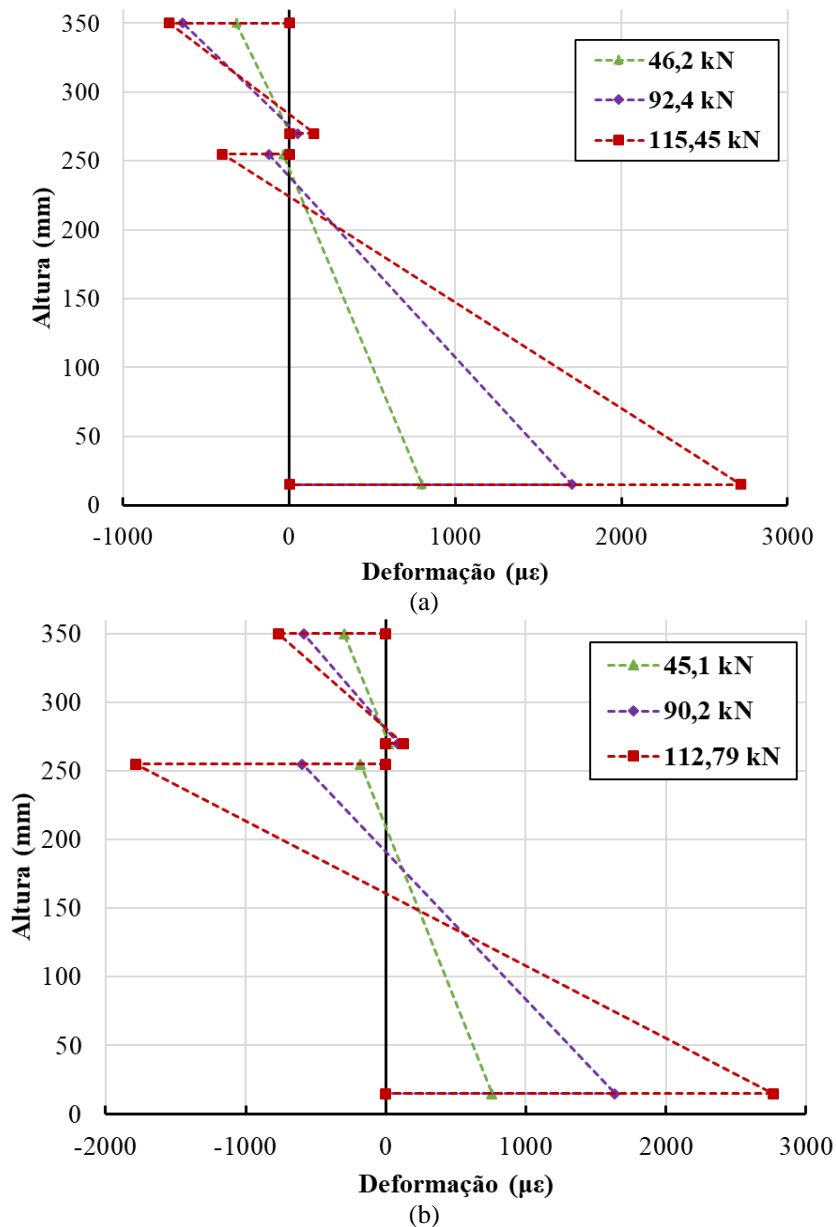
4.3.4 Deformações na seção transversal

Os perfis de deformação para diferentes níveis de carregamento para a seção instrumentada com extensômetros são ilustrados nas Figuras 4.26 a 4.29. Para cada elemento estrutural analisado, foram representados os perfis de deformação para os níveis de carregamento correspondentes a 40%, 80% e 100% da força máxima.

As deformações inferiores da mesa de concreto foram obtidas pela média dos valores aferidos pelos extensômetros [2] e [3], enquanto que as deformações superiores da madeira foram calculadas a partir da média dos extensômetros [4] e [5]. Para as fibras inferiores da madeira nas vigas reforçadas com fibras de vidro, as deformações foram obtidas pela média dos extensômetros [6] e [7]. Tanto na viga E7-A-L2-R quanto na viga E8-A-L2-R houve a perda do extensômetro [8] logo no início do ensaio e, desta forma, não foi possível determinar a deformação na fibra de vidro.

Para as vigas E1-A-L2 e E2-A-L2 é possível observar que, para os três níveis de carregamento analisados, as partes superiores do concreto e da madeira se encontravam comprimidas, enquanto que as partes inferiores se encontravam tracionadas. Desta forma, a seção transversal apresentou duas linhas neutras, uma situada no concreto e outra na madeira. Na Figura 4.26 é possível constatar também que o aumento do carregamento ocasionou a mudança das posições das linhas neutras, sendo que a linha neutra posicionada na madeira desceu, enquanto que a posicionada no concreto subiu.

Figura 4.26 - Perfis de deformação: (a) viga E1-A-L2; (b) viga E2-A-L2

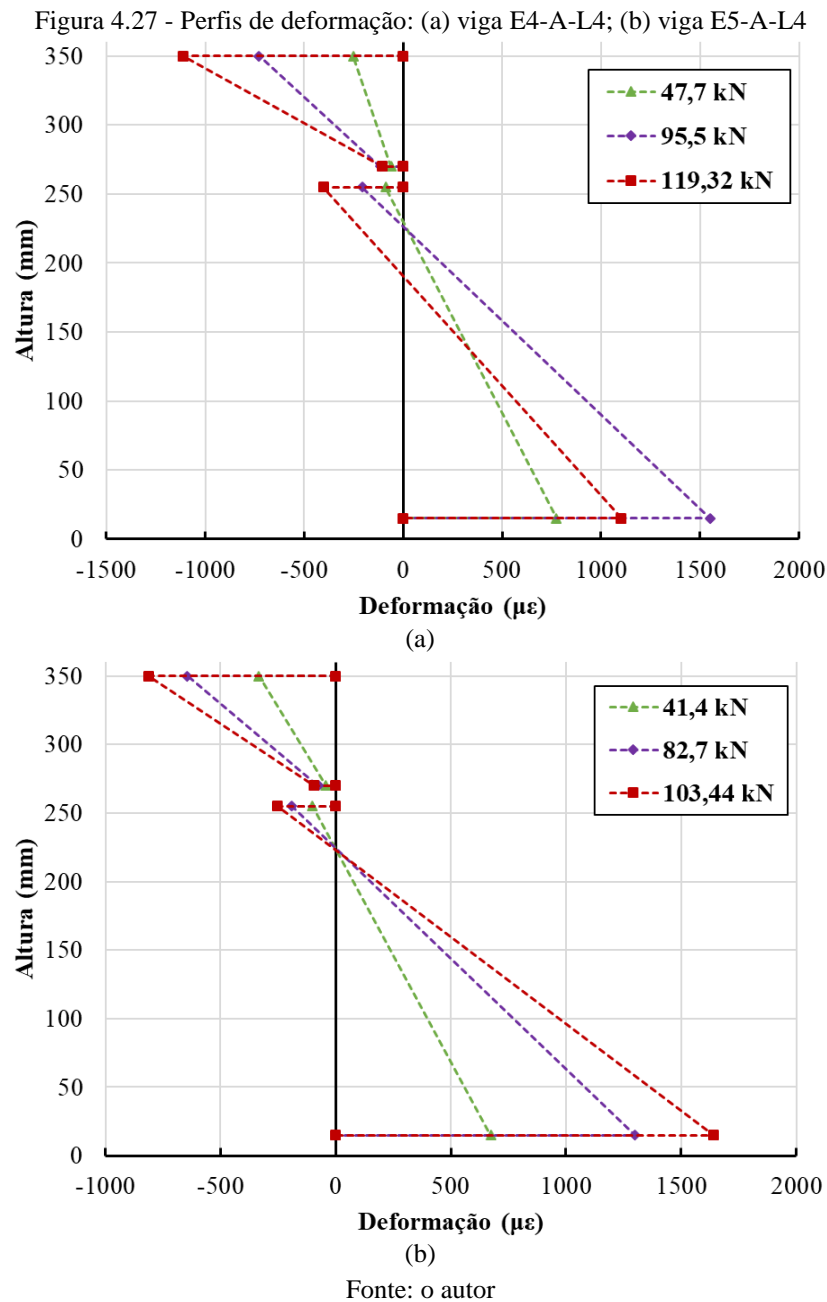


Fonte: o autor

Os perfis de deformação das vigas E4-A-L4 e E5-A-L4 indicam que nos dois casos o concreto encontrava-se completamente comprimido, enquanto que na região superior da madeira ocorreu compressão e na inferior ocorreu tração. Desta forma, tais elementos estruturais apresentaram apenas uma linha neutra, a qual estava posicionada na madeira. É possível observar que na viga E5-A-L4 praticamente não houve variação da posição linha neutra com o aumento do carregamento, enquanto que na viga E4-A-L4 no instante da ruptura a ordenada da linha neutra reduziu consideravelmente. Acredita-se que na primeira queda da força resistente da viga E4-A-L4 (observada na Figura 4.18) tenha ocorrido algum dano na região em que estava posicionado o extensômetro [6], prejudicando as medições realizadas por

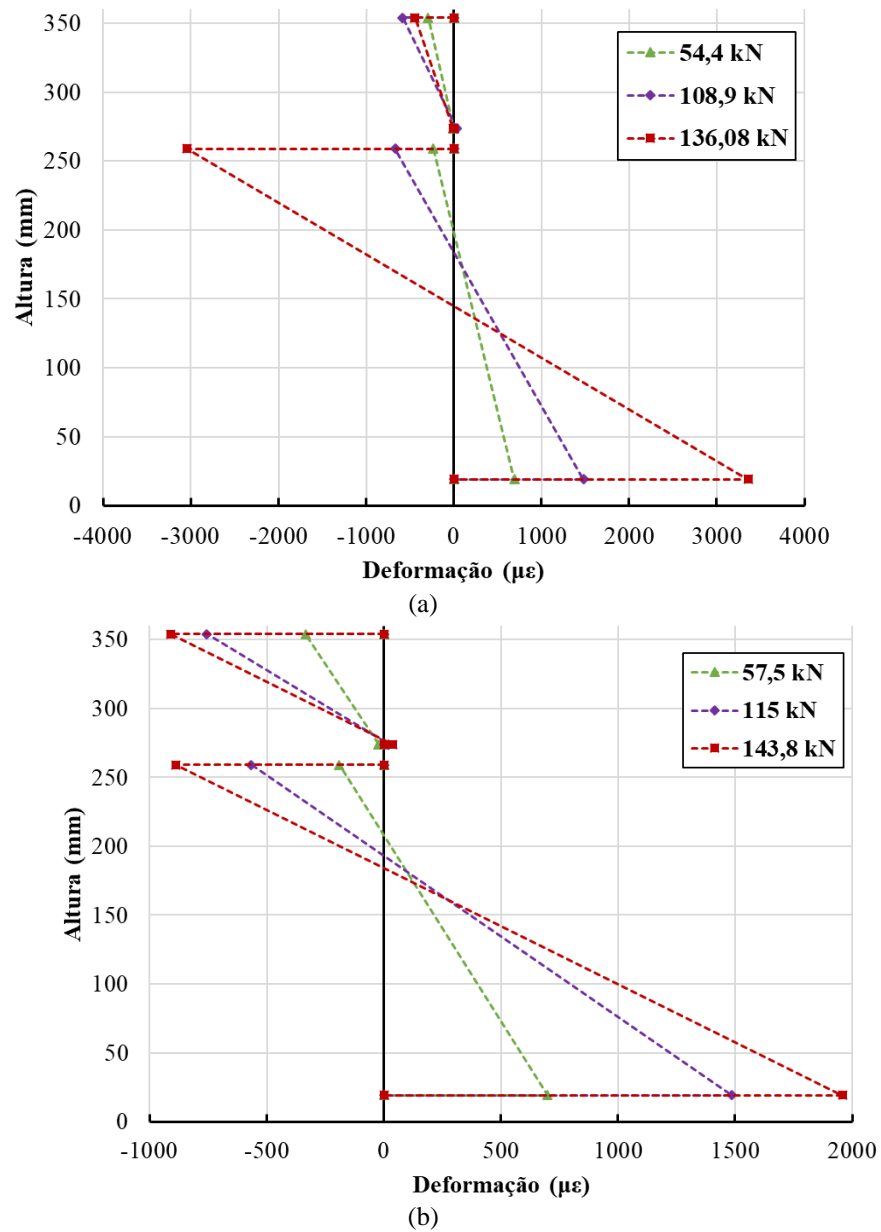
ele a partir deste momento, o que provocou a redução da deformação de tração na madeira e redução da ordenada da linha neutra.

Comparando as duas configurações de viga, é possível observar que a ligação mais rígida evitou o surgimento de deformações de tração no concreto, como também reduziu os valores das deformações na madeira. Além disso, o comportamento mais rígido, o qual diminuiu o deslizamento entre a madeira e o concreto, fez com que a seção transversal apresentasse apenas uma linha neutra, localizada na madeira.



Para as vigas reforçadas com fibras de vidro (E7-A-L2-R e E8-A-L2-R) é possível observar que a deformação na face inferior do concreto foi praticamente nula, enquanto que a parte superior se encontrava comprimida. A madeira, por sua vez, encontrava-se comprimida na parte superior e tracionada na parte inferior. Desta forma, esses elementos estruturais apresentaram apenas uma linha neutra situada na madeira e que com o aumento do carregamento houve redução na sua ordenada. Ainda é possível observar que a viga E7-A-L2-R apresentou maiores deformações na madeira. Isso ocorreu porque sua força máxima ocorreu após um longo patamar de escoamento.

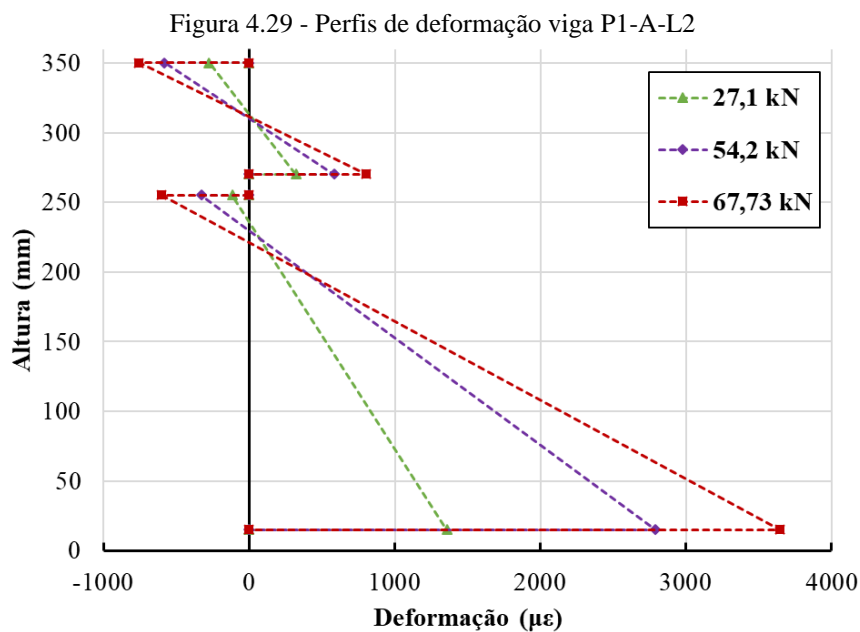
Figura 4.28 - Perfis de deformação: (a) viga E7-A-L2-R; (b) viga E8-A-L2-R



Fonte: o autor

Como os elementos reforçados com fibra de vidro resultaram mais rígidos que as vigas equivalentes sem reforço, houve uma diminuição no deslizamento entre a madeira e o concreto, evitando o surgimento de mais de uma linha neutra. Além disso, foi possível constatar que as fibras de vidro proporcionaram maiores valores de deformação de compressão na região superior da madeira.

Na viga P1-A-L2 as regiões superiores do concreto e da madeira se encontram comprimidas, enquanto que as regiões inferiores desses materiais se encontravam tracionadas. Desta forma, assim como para as vigas E1-A-L2 e E2-A-L2, houve duas linhas neutras na seção transversal, uma no concreto e outra na madeira. É possível observar que o aumento do carregamento praticamente não alterou a posição da linha neutra do concreto, enquanto que a ordenada da linha neutra da madeira diminuiu. Pode se notar também que as deformações de tração no concreto e na madeira apresentaram valores superiores aos das vigas E1-A-L2 e E2-A-L2.



Fonte: o autor

4.3.5 Comparação com modelo teórico

Na Tabela 4.8 os resultados experimentais das rigidezes média no estado limite de serviço e das forças de ruptura média são comparados com os resultados obtidos por meio de modelos analíticos disponíveis na literatura, os quais foram apresentados neste texto na seção 2.1.4 para o caso de vigas mistas de madeira e concreto e na seção 2.2 para o caso de vigas mistas de madeira e concreto reforçadas com fibras sintéticas.

Tabela 4.8 – Comparação resultados experimentais com teóricos

Vigas	$(EI)_{ELS}$			F_{rup} (kN)		
	Exp. (kN.m ²)	Anal. (kN.m ²)	Exp./Anal.	Exp. (kN)	Anal. (kN)	Exp./Anal.
E1-A-L2/E2-A-L2	14333	12825	1,12	114,12	96,92	1,18
E4-A-L4/E5-A-L4	14504	13569	1,07	111,38	145,60	0,76
E7-A-L2-R/E8-A-L2-R	15464	13821	1,12	139,94	104,4	1,34
P1-A-L2	7451	7134	1,04	67,73	76,4	0,89

Fonte: o autor

Para as vigas de *Eucalyptus grandis* as características da ligação (força de ruptura e módulo de deslizamento) empregadas no modelo analítico foram as determinadas no capítulo 3 deste texto. Para a viga de *Pinus taeda*, as propriedades da ligação foram determinadas a partir do modelo numérico desenvolvido para a ligação L2, apresentado também no capítulo 3, empregando-se as propriedades determinadas para essa espécie de madeira. Desta forma, a simulação numérica forneceu força de ruptura e módulo de deslizamento iguais, respectivamente, a 44,60 kN e 67,24 kN/mm.

Pelos resultados apresentados na Tabela 4.8 é possível observar que o modelo analítico apresentou boa aproximação com os resultados experimentais para a rigidez dos elementos estruturais no estado limite de serviço, sendo os valores obtidos no ensaio entre 4% e 12% superiores aos valores teóricos.

Com relação às forças de ruptura, pode-se observar que os resultados experimentais médios das vigas E1-A-L2/E2-A-L2 e E7-A-L2-R/E8-A-L2-R apresentaram valores até 34% superiores aos obtidos analiticamente, enquanto que para as vigas E4-A-L4/E5-A-L4 e P1-A-L2 as análises experimentais chegaram a ser até 24% inferiores ao valor previsto pelo modelo teórico.

Os modelos analíticos empregados previram como modo de ruptura a falha no sistema de conexão para as vigas E1-A-L2/E2-A-L2, E7-A-L2-R/E8-A-L2-R e P1-A-L2, e esmagamento do concreto comprimido para as vigas E4-A-L4/E5-A-L4. No entanto, nos ensaios foram observados diferentes modos de ruptura: para as vigas E1-A-L2/E2-A-L2 e P1-A-L2 foi constatada a ruptura por tração da madeira, enquanto que nos demais elementos estruturais predominou a ruptura do sistema de conexão. Deve-se destacar que nos elementos rompidos por tração a falha teve início em *finger joints*, os quais não são levados em consideração nos modelos analíticos.

Molina, Silva e Vasconcelos (2015) apontam que a rigidez do modelo teórico apresenta boa correlação com os valores experimentais até 50% da força de ruptura do elemento estrutural, tendo observado que a rigidez experimental é aproximadamente 2,6% superior a analítica. Além disso, os autores também constataram diferentes modos de ruptura entre as análises teórico e experimental.

4.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO

Neste capítulo foram realizadas análises experimentais de modo a avaliar a influência do tipo de ligação e do reforço com fibras de vidro em vigas mistas de madeira e concreto. Adicionalmente, também se estudou como a espécie de madeira interfere no desempenho de tais elementos mistos.

Foi possível observar que os tipos de ligações empregadas (barra de aço inclinada e associação de barra de aço inclinada com entalhe triangular) apresentaram pouca influência na rigidez em serviço e na força de ruptura dos elementos estruturais. No entanto, os conectores de cisalhamento influenciaram no modo de ruptura, na rigidez última, no deslizamento relativo entre os materiais, como também nas deformações ao longo da seção transversal. Constatou-se que as vigas com entalhes apresentaram uma ruptura frágil, ao passo que as vigas somente com barras de aço apresentaram comportamento dúctil. Dessa forma, em razão da maior ductilidade, como também da semelhança entre as forças de ruptura e da rigidez em serviço, é preferível a utilização da ligação L2, em relação à L4, na construção de vigas mistas de madeira e concreto.

O emprego do reforço com fibras de vidro, por sua vez, apresentou vantagens ao elemento estrutural, tendo provocado o aumento da força de ruptura e da ductilidade dos elementos estruturais analisados. Além disso, foi constatada uma pequena elevação das rigidezes em serviço e última das vigas reforçadas. Com relação à espécie de madeira, observou-se que o emprego de uma madeira do grupo das coníferas reduziu a resistência e a rigidez dos elementos estruturais, o que já era esperado, considerando as propriedades de resistência e rigidez de cada espécie.

A comparação dos resultados experimentais com analíticos também possibilitou verificar que os modelos teóricos apresentaram razoável previsão da rigidez dos elementos estruturais em serviço, enquanto que as forças de ruptura fornecidas se apresentam um pouco mais distantes dos valores experimentais. Além disso, os modos de ruptura previstos pelos modelos analíticos são distintos aos obtidos experimentalmente.

Estudo das vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio

Neste capítulo é avaliado o comportamento dos elementos estruturais mistos de madeira e concreto quando submetidos à ação do fogo. Inicialmente, é apresentada a configuração dos elementos estudados e são detalhados os materiais e o método empregados na análise experimental. Por fim, são apresentados os respectivos resultados e as conseqüentes discussões.

O objetivo dos ensaios termoestruturais foi avaliar o comportamento das vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio, analisando a influência do tipo de ligação, do reforço com fibras de vidro e da espécie de madeira no desempenho desses elementos estruturais quando submetidos a temperaturas elevadas.

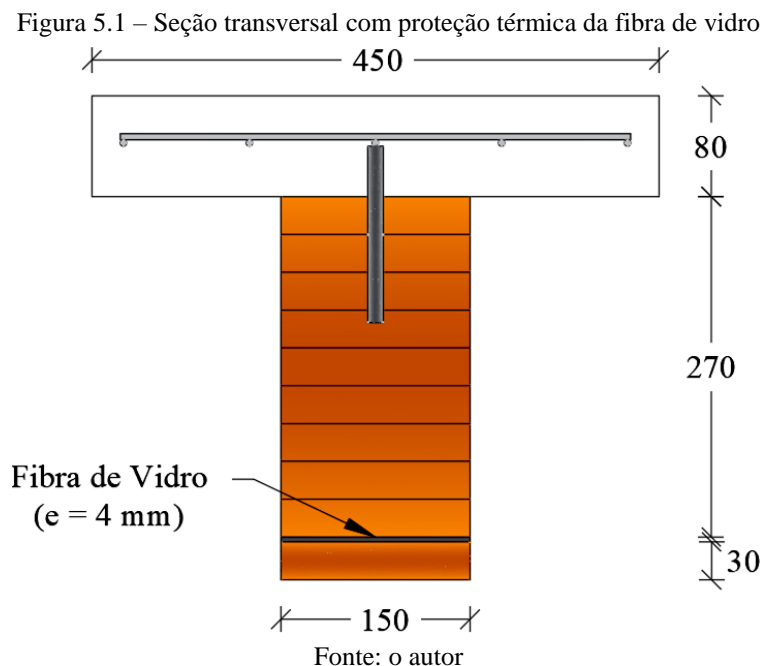
5.1 CONFIGURAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para as análises termoestruturais foi utilizada a mesma configuração descrita no capítulo 4 do presente texto, referente às análises das vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente. De acordo com o Quadro 4.1, apresentado no referido capítulo, os elementos estruturais que integraram as análises em situação de incêndio foram:

- **E3-I-L2:** viga mista com *Eucalyptus grandis* e conector de cisalhamento do tipo L2;
- **E6-I-L4:** viga mista com *Eucalyptus grandis* e conector de cisalhamento do tipo L4;
- **E9-I-L2-R:** viga mista com *Eucalyptus grandis*, conector de cisalhamento do tipo L2 e reforço de fibras de vidro com espessura igual a 4 mm;
- **E10-I-L2-R(P):** viga mista com *Eucalyptus grandis*, conector de cisalhamento do tipo L2 e reforço de fibras de vidro com espessura igual a 4 mm;
- **P2-I-L2:** viga mista com *Pinus taeda* e conector de cisalhamento do tipo L2.

As dimensões das vigas de madeira e das lajes de concreto armado, a quantidade de armadura e o espaçamento entre os conectores de cisalhamento foram iguais aos apresentados anteriormente na seção 4.1 do presente texto. Ressalta-se, porém, que a viga E10-I-L2-R(P) recebeu uma lamela adicional com 30 mm de espessura abaixo do reforço com fibras de vidro,

conforme ilustrado na Figura 5.1, de forma a avaliar a influência da proteção térmica do reforço no comportamento termoestrutural do elemento. Para esta lamela adicional foi utilizada madeira da espécie *Eucalyptus saligna*, por ser a única disponível na região no momento da sua aquisição.



5.2 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são apresentados os materiais empregados na confecção dos elementos estruturais, bem como o método de análise experimental em contexto de temperaturas elevadas.

5.2.1 *Materiais utilizados*

A caracterização dos elementos de madeira empregados nesta pesquisa foi apresentada na seção 4.2.1.1 deste texto. Para as vigas utilizadas nas análises termoestruturais foi possível determinar apenas a densidade aparente e o módulo de elasticidade à flexão. As demais propriedades (umidade, módulo de elasticidade e resistência à compressão paralela às fibras e resistência à tração paralela às fibras) foram assumidas iguais às das demais vigas analisadas. As propriedades do concreto (módulo de elasticidade e resistência à compressão) e das fibras de vidro (resistência à tração) já foram apresentadas, respectivamente, nas seções 4.2.1.2 e 4.2.1.3 do presente texto.

5.2.2 Método experimental

Os ensaios termoestruturais foram realizados no forno horizontal do Laboratório de Estruturas, pertencente ao Departamento de Engenharia de Estruturas da USP. O referido equipamento apresenta dimensões internas de 3,0 x 4,0 x 1,5 m e seu funcionamento se dá por meio de gás natural. As paredes do forno são protegidas termicamente com fibra cerâmica, enquanto que no piso são empregados tijolos com alta resistência térmica.

O aquecimento do forno é realizado por meio de 8 queimadores e o controle de temperatura interna é feito por meio de 9 termopares distribuídos ao longo do perímetro do equipamento. Durante o ensaio, os queimadores são ativados e desativados automaticamente de forma a manter a temperatura média em seu interior de acordo com a curva de incêndio admitida para o ensaio.

Para as análises termoestruturais realizadas nesta pesquisa, foi empregada a curva de incêndio da ISO-834-1:1999, indicada na Equação 5.1, em que θ_g é a temperatura média do forno, em °C, no instante t , em minutos, e $\theta_{g,0}$ é a temperatura ambiente antes do início do incêndio.

$$\theta_g = 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) + \theta_{g,0} \quad \text{Equação 5.1}$$

5.2.2.1 Preparação dos ensaios

Para a realização do ensaio, a viga mista de madeira e concreto sob análise foi posicionada no interior do forno, sendo apoiada em um pórtico externo montado próximo ao forno (Figura 5.2a). O vão adotado no ensaio foi de 5.100 mm, enquanto que o comprimento exposto ao fogo foi igual a 4.000 mm. Foi empregado o esquema estático de viga simplesmente apoiada, tendo sido empregado um apoio móvel (Figura 5.2b) e um apoio fixo (Figura 5.2c).

O elemento estrutural recebeu proteção térmica com manta cerâmica nas partes superior e laterais da laje de concreto (Figura 5.3), de forma a simular a ação térmica nas laterais da madeira e nas superfícies inferiores do concreto e da madeira, o que é esperado em uma situação real de incêndio. Na Figura 5.3 são indicadas as superfícies aquecidas e as isoladas termicamente durante o ensaio.

Foi aplicada uma força concentrada no meio do vão por meio de um atuador hidráulico com capacidade de 100 kN e curso máximo de 304 mm (Figuras 5.4 e 5.5a). Ao cilindro foi acoplado um prolongador com 500 mm de comprimento, possibilitando a aplicação do carregamento ao elemento estrutural. Como parte do prolongador permaneceu no interior do

forno durante todo o ensaio termomecânico, foi necessário protegê-lo termicamente com tinta intumescente e manta cerâmica. Para medir a força aplicada foi utilizada uma célula de carga posicionada na parte superior do cilindro hidráulico.

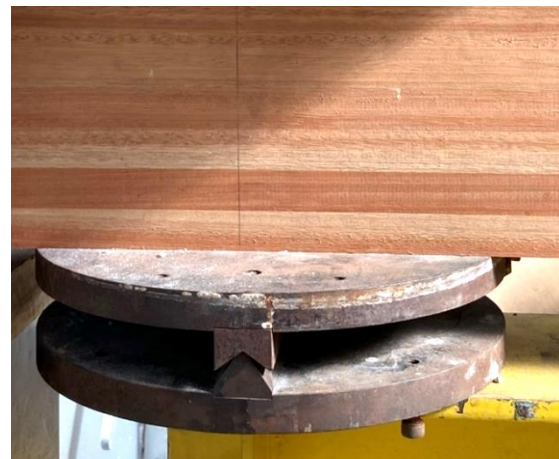
Figura 5.2 – Posicionamento da viga para ensaio termomecânico: (a) visão geral; (b) apoio móvel; (c) apoio fixo



(a)



(b)



(c)

Fonte: o autor

Para a determinação do deslocamento no elemento estrutural foram utilizados transdutores de deslocamentos, conforme ilustrado na Figura 5.4. Os deslocamentos dos apoios (LVDT-3 e LVDT-4) foram determinados a partir de transdutores com curso máximo de 50

mm, enquanto que o deslizamento relativo entra a madeira e o concreto (LVDT-5) foi obtido a partir de transdutor de deslocamento com curso máximo igual a 25 mm (Figura 5.5b).

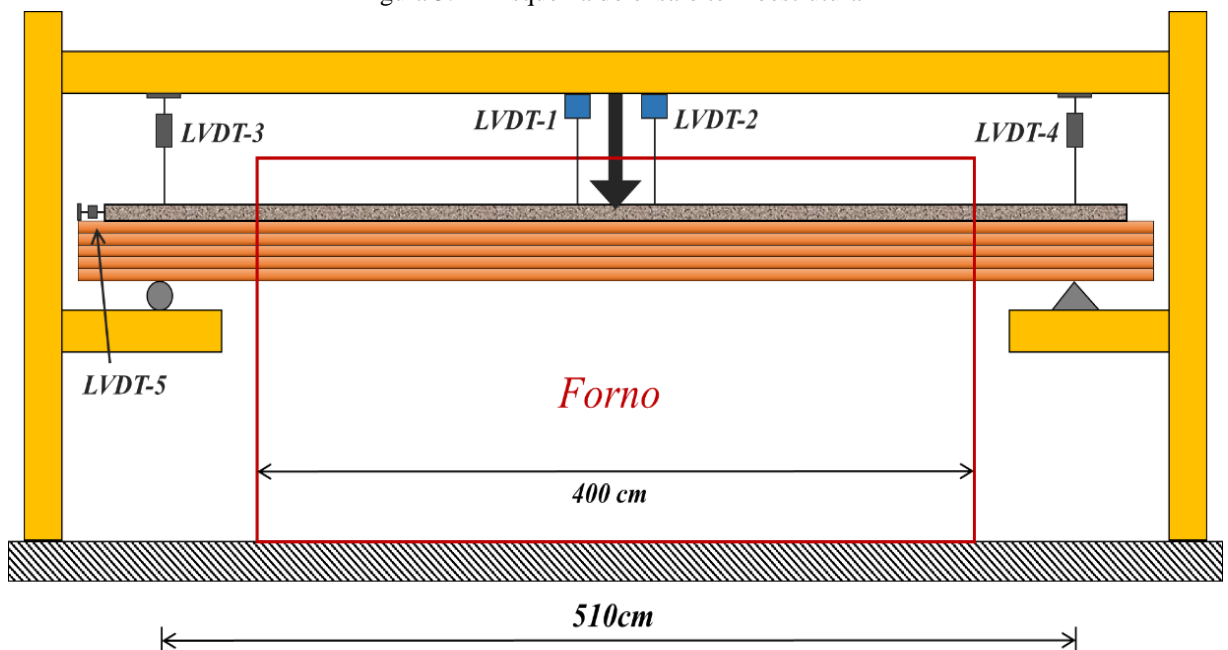
Para acompanhar os deslocamentos no meio do vão foram utilizados transdutores de fio com curso máximo de 127 cm (Figura 5.5a). Devido a posição do atuador, foram utilizados dois transdutores posicionados a 200 mm do meio do vão (LVDT-1 e LVDT-2). A esses transdutores foram conectados cabos termopares, os quais foram fixados em ganchos metálicos posicionados na laje no momento de sua concretagem. A média dos valores fornecidos por esses dispositivos foi considerada como a deflexão no meio do vão.

Figura 5.3 – Condições térmicas durante ensaio termoestructural



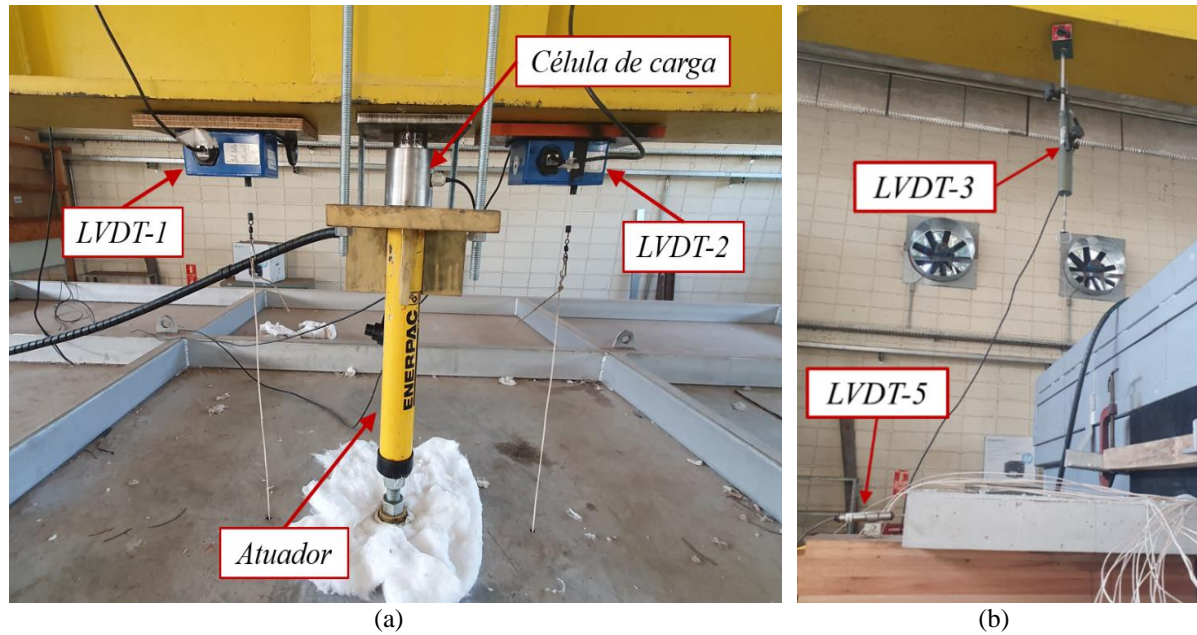
Fonte: o autor

Figura 5.4 – Esquema do ensaio termoestructural



Fonte: o autor

Figura 5.5 – Detalhes sobre a instrumentação: (a) atuador e transdutores de deslocamentos; (b) transdutores do apoio e para medir deslizamento relativo



Fonte: o autor

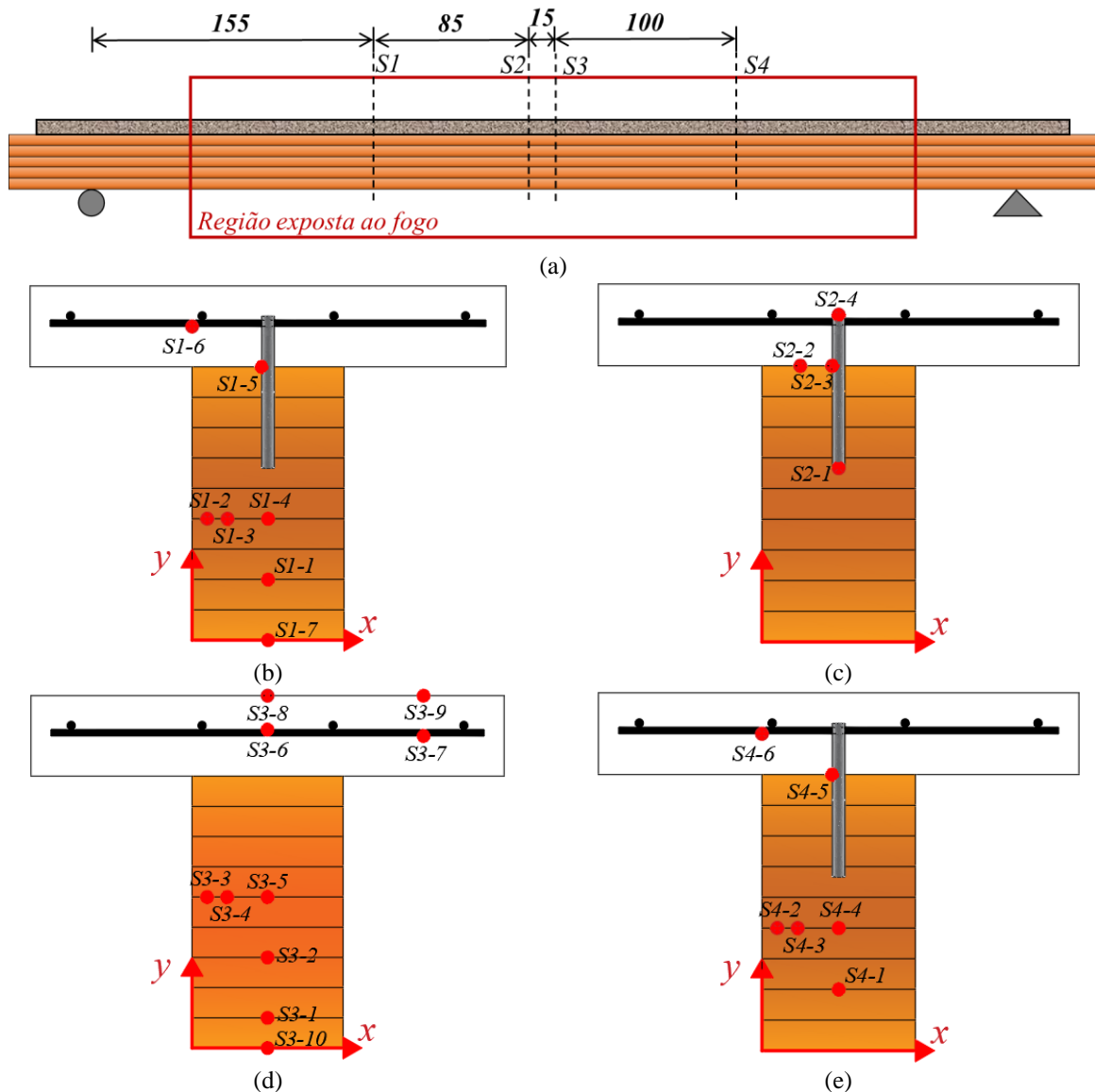
Durante o ensaio, foram monitoradas as temperaturas em diversos pontos do elemento estrutural por meio de termopares do tipo K, conforme indicado na Figura 5.6. As coordenadas de instalação desses sensores, em relação aos eixos x e y ilustrados na Figura 5.6, estão indicadas na Tabela 5.1 para cada seção instrumentada. Ressalta-se que na viga E6-I-L4 não foram adotados os pontos de medição S1-2, S3-3 e S4-2 e que os termopares S1-7 e S3-10 foram instalados apenas nas vigas reforçadas com fibras de vidro (E9-I-L2-R e E10-I-L2-R(P)).

Tabela 5.1 – Posições dos termopares

Seção S1			Seção S2			Seção S3			Seção S4		
Ponto	x (cm)	y (cm)	Ponto	x (cm)	y (cm)	Ponto	x (cm)	y (cm)	Ponto	x (cm)	y (cm)
S1-1	7,5	6,0	S2-1	7,5	17,0	S3-1	7,5	3,0	S4-1	7,5	6,0
S1-2	1,5	12,0	S2-2	3,0	27,0	S3-2	7,5	9,0	S4-2	1,5	12,0
S1-3	3,0	12,0	S2-3	7,5	27,0	S3-3	15,0	15,0	S4-3	3,0	12,0
S1-4	7,5	12,0	S2-4	7,5	31,0	S3-4	3,0	15,0	S4-4	7,5	12,0
S1-5	7,5	27,0				S3-5	7,5	15,0	S4-5	7,5	27,0
S1-6	0,0	31,0				S3-6	7,5	31,0	S4-6	0,0	31,0
S1-7	7,5	0,0				S3-7	23,0	31,0			
						S3-8	7,5	35,0			
						S3-9	23,0	35,0			
						S3-10	7,5	0,0			

Fonte: o autor

Figura 5.6 – Pontos de medição das temperaturas: (a) posições das seções transversais ao longo da viga (dimensões em cm); (b) seção S1; (c) seção S2; (d) seção S3; (e) Seção S4



Fonte: o autor

Para o posicionamento dos termopares na madeira foram realizados furos, a partir da face superior do elemento estrutural, com diâmetro igual a 3 mm (Figura 5.7). Primeiro foi realizado o furo com uma broca de 120 mm de comprimento, para, em seguida, aumentar a sua profundidade, quando necessário, com uma broca de 300 mm de comprimento. A fixação dos termopares nas barras dos conectores de cisalhamento se deu pela soldagem dos sensores diretamente nos elementos metálicos. Para os termopares posicionados no concreto, foi realizada a furação até a profundidade requerida com broca de 4 mm. Após o posicionamento do termopar o furo recebeu argamassa, de forma a fixar o sensor no local estabelecido.

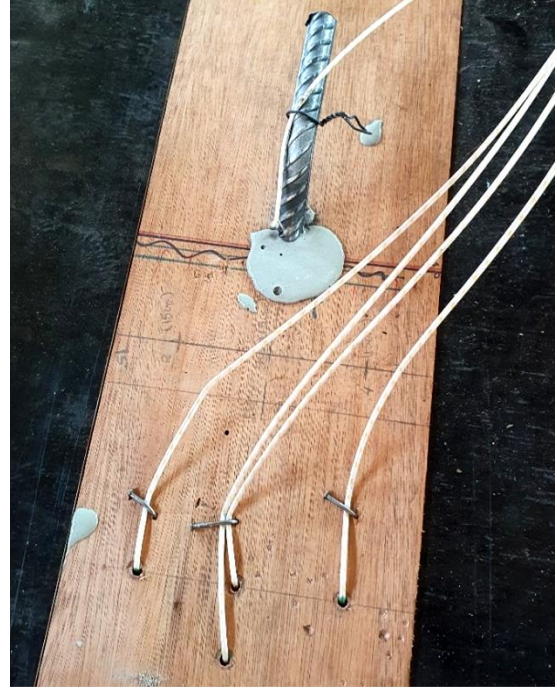
Antes do início dos ensaios foi realizado o fechamento do forno. Para a parte superior do equipamento a vedação foi realizada com a própria tampa do forno, a qual contém furos para

a passagem do prolongador e dos cabos termopares conectados aos transdutores de deslocamento. A vedação das janelas laterais do forno por onde passa o elemento estrutural foi feita com o preenchimento de manta cerâmica, seguido pelo posicionamento de peça de madeira compensada e gesso, cujas configurações foram definidas com base na seção da viga mista em estudo, conforme Figura 5.8.

Figura 5.7 – (a) Pré-furação para instalação de termopares na madeira; (b) Termopares posicionados



(a)



(b)

Fonte: o autor

Figura 5.8 – Vedação lateral do forno



Fonte: o autor

5.2.2.2 Execução dos ensaios

No procedimento de ensaio adotado aplicou-se um carregamento correspondente a 30% da força de ruptura média do elemento estrutural ensaiado em temperatura ambiente. A força aplicada em cada um dos elementos estruturais analisados é indicada na Tabela 5.2. Após a estabilização do carregamento foram ativados os queimadores, dando início ao ensaio termoestrutural. Durante toda a análise termoestrutural o carregamento foi mantido constante.

Tabela 5.2 – Forças aplicadas durante os ensaios termoestruturais

Viga	F (kN)
E3-I-L2	33
E6-I-L4	33
E8-A-L2-R	41
E9-I-L2-R	41
P2-I-L2	20

Fonte: o autor

A ISO-834-1:1999 propõe como critérios de parada dos ensaios o deslocamento limite (D), apresentado na Equação 5.2, e a taxa de deslocamento limite (dD/dt), indicada na Equação 5.3, em que L é o comprimento do vão e d é a distância entre as fibras externas comprimida e tracionada na seção transversal. Ressalta-se que a Equação 5.3 é aplicada apenas quando o deslocamento vertical no meio do vão é superior a $L/30$.

$$D = \frac{L^2}{400 \cdot d} \quad \text{Equação 5.2}$$

$$\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000 \cdot d} \quad \text{Equação 5.3}$$

Dessa forma, para os elementos estruturais analisados o deslocamento limite foi de 185,8 mm e a taxa de deslocamento limite foi igual a 8,3 mm/min. Tratam-se de valores elevados para elementos mistos de madeira e concreto, razão pela qual a interrupção dos ensaios geralmente foi efetuada ao se observar um crescimento elevado dos deslocamentos verticais, de forma a preservar os equipamentos e garantir a segurança da equipe envolvida no ensaio.

Após o ensaio, os queimadores do forno foram desligados e o elemento estrutural permaneceu no interior do equipamento até ocorrer o seu resfriamento. Depois do resfriamento, a tampa do forno foi removida, as chamas residuais na viga foram apagadas, sendo, em seguida, o elemento estrutural removido do forno (Figura 5.9). O tempo entre o fim do ensaio e a

remoção da tampa do forno foi de, aproximadamente, 4 horas. Como durante esse período de resfriamento a madeira continuou queimando, não foi possível fazer a avaliação da taxa de carbonização do elemento ensaiado.

Figura 5.9 – Remoção do elemento estrutural



Fonte: o autor

5.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos por meio da análise experimental das vigas mistas de madeira e concreto, bem como as respectivas discussões.

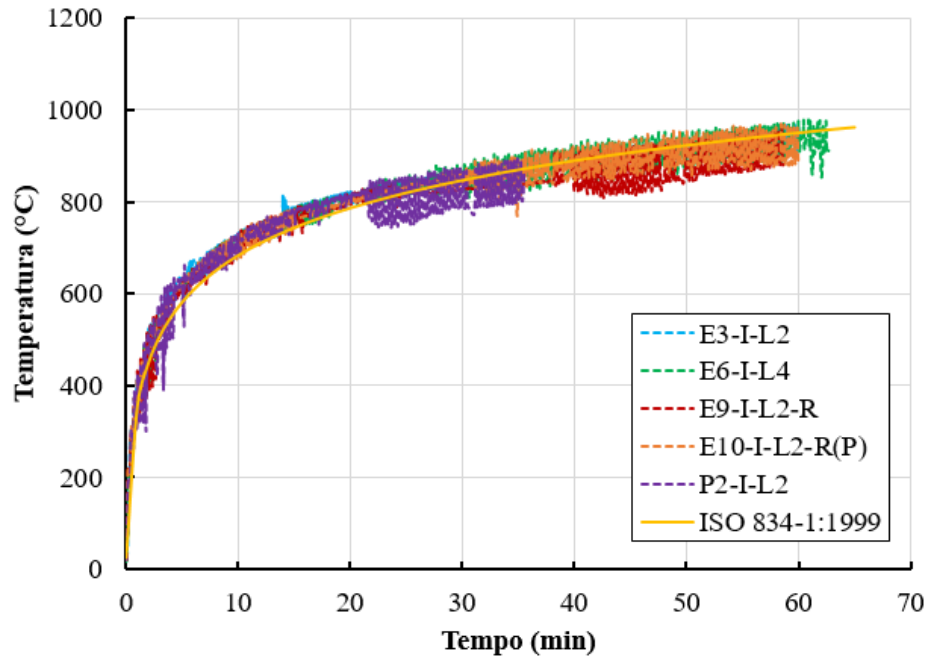
5.3.1 Observações gerais

Na Figura 5.10 são ilustradas as curvas de temperaturas no interior do forno, obtidas a partir da média dos nove termopares do equipamento, em função do tempo de ensaio. É possível observar que as temperaturas se encontraram próximas às da curva teórica da ISO-834-1:1999, sendo que após aproximadamente 22 minutos de ensaio ocorreu maior variabilidade da temperatura dos gases internos.

Nas Figuras 5.11 a 5.15 são ilustrados alguns fenômenos observados durante e após as análises termoestruturais dos elementos em estudo. O ensaio da viga E3-I-L2 apresentou duração de 63 minutos, tendo sido interrompido ao se constatar que os deslocamentos verticais passaram a crescer mais rapidamente. Durante o ensaio foi observada a migração da umidade na madeira para região fora do forno (Figura 5.11b). Após a retirada do elemento estrutural do

interior do forno, foi constatada intensa carbonização da madeira com delaminação de algumas lamelas da viga, como também fissuras na mesa de concreto armado (Figura 5.11c).

Figura 5.10 – Evolução da temperatura interna no forno em função do tempo de ensaio



Fonte: o autor

Figura 5.11 – Observações experimentais da viga E3-I-L2: (a) visão geral no pós ensaio; (b) perda de umidade; (c) fissuras no concreto.



(a)



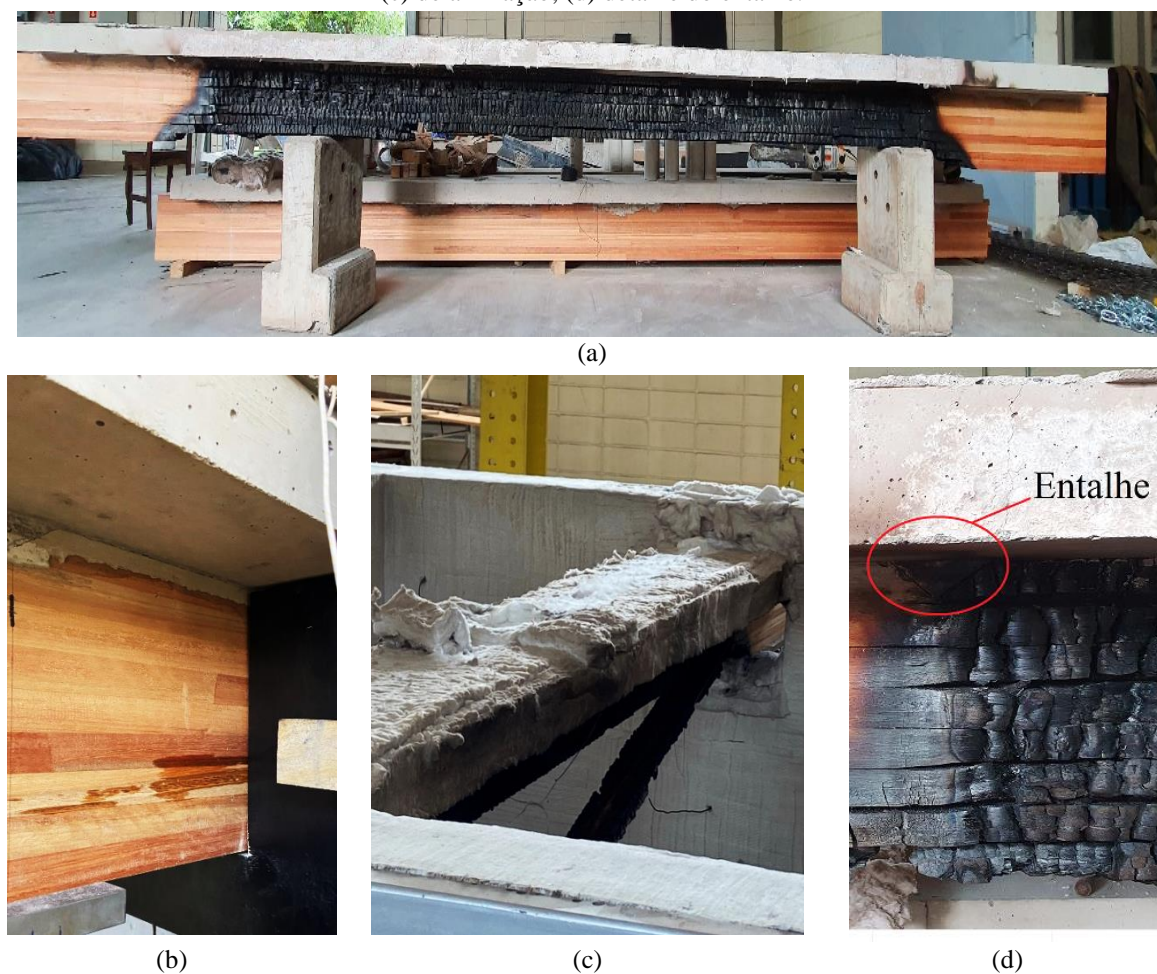
(b)



(c)

Fonte: o autor

Figura 5.12 – Observações experimentais da viga E6-I-L4: (a) visão geral no pós ensaio; (b) perda de umidade; (c) delaminação; (d) detalhe do entalhe.



Fonte: o autor

A viga E6-I-L4 foi ensaiada durante 60 minutos, e também teve como critério de parada o aumento da taxa de crescimento dos deslocamentos verticais. Para esse elemento estrutural também foi observada a migração da umidade para a superfície da madeira, no entanto em menor intensidade do que na viga E3-I-L2 (Figura 5.12b). Após o ensaio também foi verificada a carbonização da madeira e a delaminação das camadas de MLC (Figura 5.12c), como também que os entalhes não apresentavam sinais de degradação (Figura 5.12d).

O ensaio da viga E9-I-L2-R foi finalizado após 57 minutos de incêndio devido ao crescimento dos deslocamentos verticais. Aproximadamente na metade do ensaio foram escutados barulhos no interior do equipamento, indicando *spalling* do concreto, que foi confirmado após a retirada do elemento estrutural do forno (Figura 5.13b). Assim como nos demais elementos estruturais, foi observada a carbonização e a delaminação das vigas de madeira (Figura 5.13b). Além disso, constatou-se ainda que algumas fibras de vidro ainda não haviam rompido, no entanto, não apresentavam mais nenhuma coesão (Figura 5.13b).

Figura 5.13 – Observações experimentais da viga E9-I-L2-R: (a) visão geral no pós ensaio; (b) *spalling* do concreto



(a)



(b)

Fonte: o autor

Para a viga E10-I-L2-R(P) o tempo de ensaio foi de 61 minutos, tendo sido finalizado devido ao mesmo motivo dos elementos anteriores. Nessa viga também foi observada a ocorrência do *spalling* (Figura 5.14b), tendo iniciado aproximadamente após 20 minutos de ensaio. Foi constatada a carbonização da madeira, no entanto, a redução da altura do elemento estrutural foi inferior ao das demais vigas analisadas (Figura 5.14a). Isso ocorreu devido à lamela de proteção abaixo da fibra de vidro. Aparentemente havia uma quantidade de fibra de vidro maior do que na viga E9-I-L2-R, como também uma espessura residual da camada de proteção (Figura 5.14c).

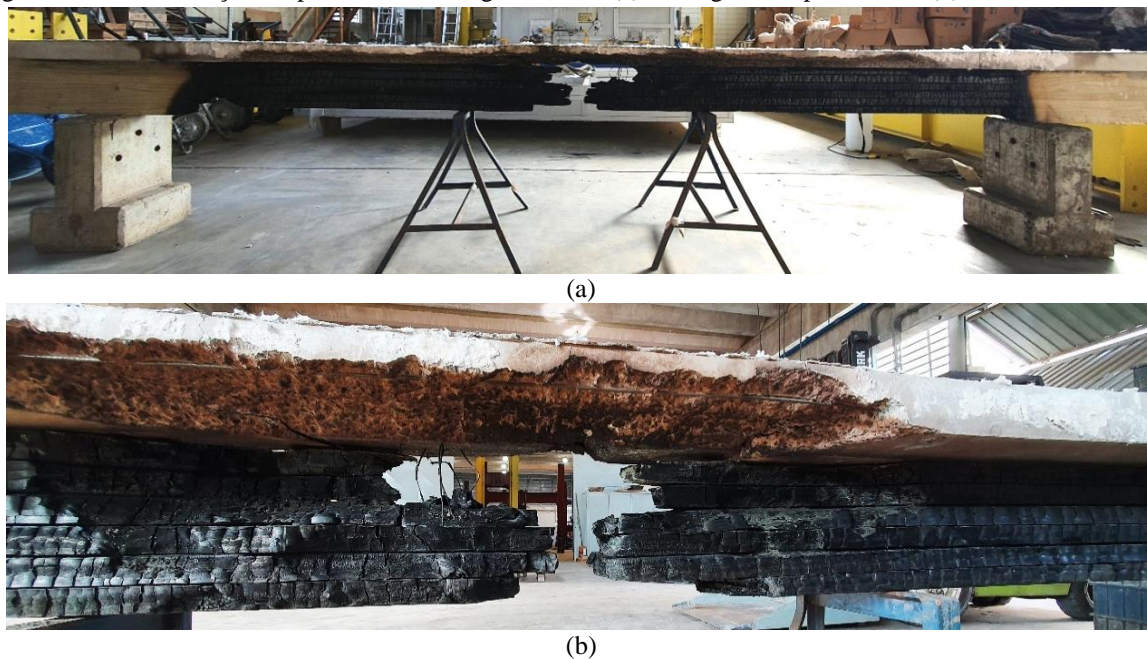
O ensaio da viga P2-I-L2 teve duração igual a 37 minutos, tendo sido finalizado devido à ruptura, aparentemente por tração, do elemento estrutural. Tal fato levou a completa carbonização da madeira no meio da viga, como também à quebra do concreto, deixando a armadura exposta (Figura 5.15b).

Figura 5.14 – Observações experimentais da viga E10-I-L2-R(P): (a) visão geral no pós ensaio; (b) *spalling* do concreto; (c) fibra de vidro



Fonte: o autor

Figura 5.15 – Observações experimentais da viga P2-I-L2: (a) visão geral no pós ensaio; (b) detalhe meio do vão



Fonte: o autor

5.3.2 Avaliação do campo térmico

Nas Figuras 5.16 a 5.19 são ilustradas as temperaturas medidas pelos termopares instalados nos elementos estruturais. Ressalta-se que para a viga E9-I-L2-R houve perda de leituras nos pontos S2-1, S2-3, S2-4, S3-4, S3-6, S3-8, S3-9 e S3-10 devido a problemas de conexão dos cabos termopares ao sistema de aquisição e, por esse motivo, não são apresentadas as temperaturas referentes a esses pontos.

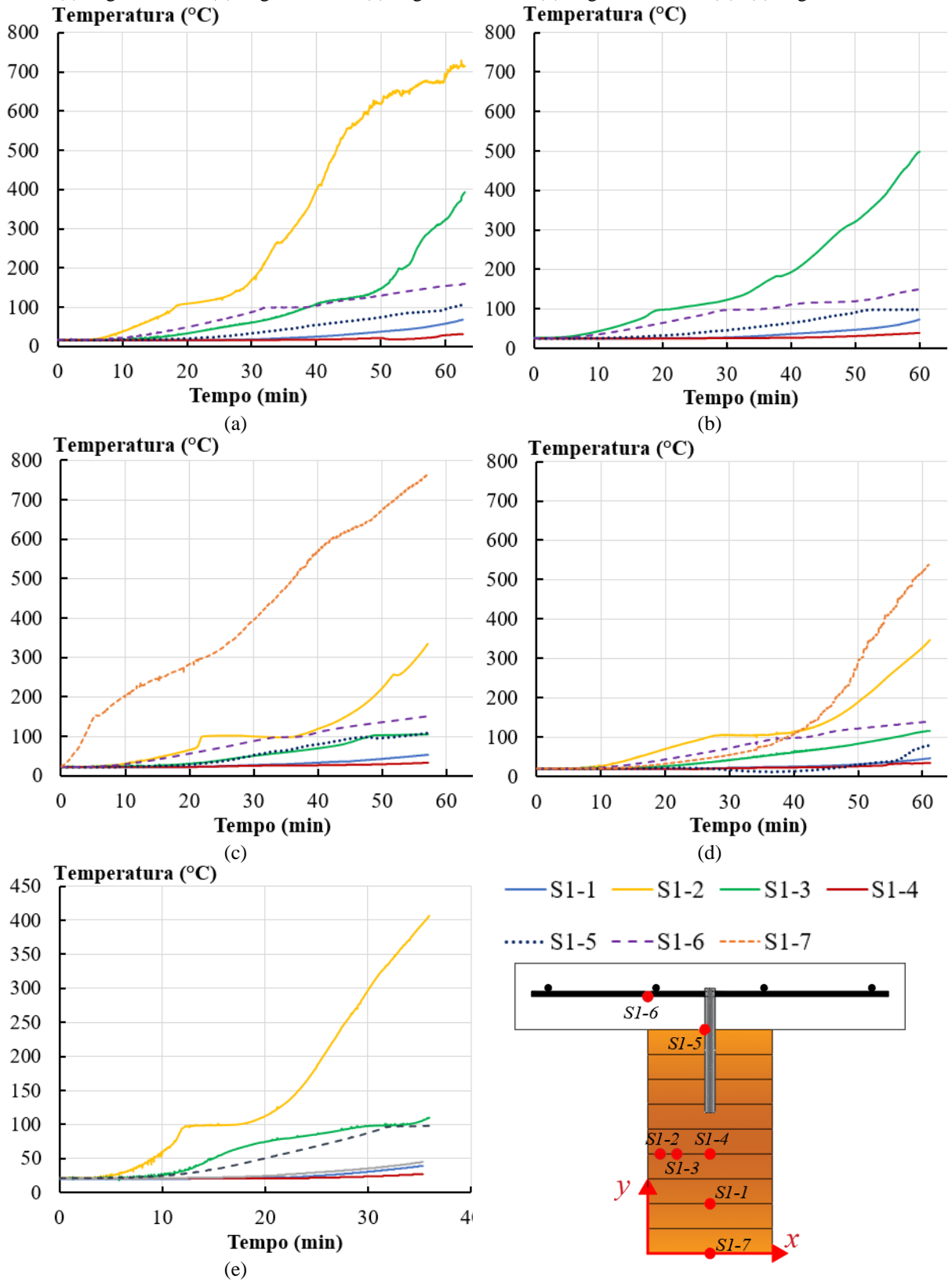
Para os termopares mais ao centro da seção transversal da madeira (pontos S1-4, S3-2, S3-5 e S4-4) foi possível observar que praticamente não houve elevação da temperatura. Para esses termopares, o maior valor registrado ao final do ensaio para a viga E3-I-L2 foi 36 °C, para a viga E6-I-L4 foi 43 °C, para as vigas E9-I-L2-R e E10-I-L2-R(P) foi 40 °C e para a viga P2-I-L2 foi 29 °C. Esse fato já era esperado, visto que durante o incêndio ocorre o processo de carbonização, reduzindo, assim, o fluxo de calor para a região interna do elemento, conforme explicado em Figueroa e Moraes (2009).

Com relação aos termopares situados na lateral da madeira (pontos S1-2, S1-3, S3-3, S3-4, S4-2 e S4-3) foi possível observar o aumento da temperatura com o avanço do tempo de incêndio. Para os pontos mais próximos da superfície da madeira, houve um aumento mais acentuado das temperaturas. Para as vigas E9-I-L2-R e E10-I-L2-R(P) foi possível observar que os termopares situados nas seções S1 e S3 apresentaram temperaturas inferiores as da seção S4. Este fato pode ser atribuído a um pequeno pedaço de manta cerâmica que foi necessário posicionar ao exterior daquelas seções de modo a proteger os termopares S1-7 e S3-10, que passaram externamente à madeira.

Para os termopares situados na região inferior da madeira (pontos S1-1, S3-1 e S4-1) também foi possível observar a elevação da temperatura, no entanto, com uma menor taxa de crescimento do que em relação à lateral da madeira. As temperaturas registradas no ponto S3-1 foram superiores as aferidas nos pontos S1-1 e S4-1, o que já era esperado, visto que o termopar S3-1 encontrava-se mais próximo da base do elemento estrutural. Ao final de cada ensaio, as temperaturas registradas no termopar S3-1 foram, respectivamente para os elementos E3-I-L2, E6-I-L4, E9-I-L2-R, E10-I-L2-R(P) e P2-I-L2, iguais a 100 °C, 121 °C, 104 °C, 53 °C e 85 °C.

O maior aumento da temperatura na lateral do elemento estrutural, ao invés de ocorrer na face inferior da viga, se deu contrário ao relatado em vários trabalhos apresentados na literatura. Como pode ser visto em Yang *et al.* (2009), Martins (2016), Du *et al.* (2021) a carbonização e, portanto, a elevação da temperatura vertical foi superior a horizontal.

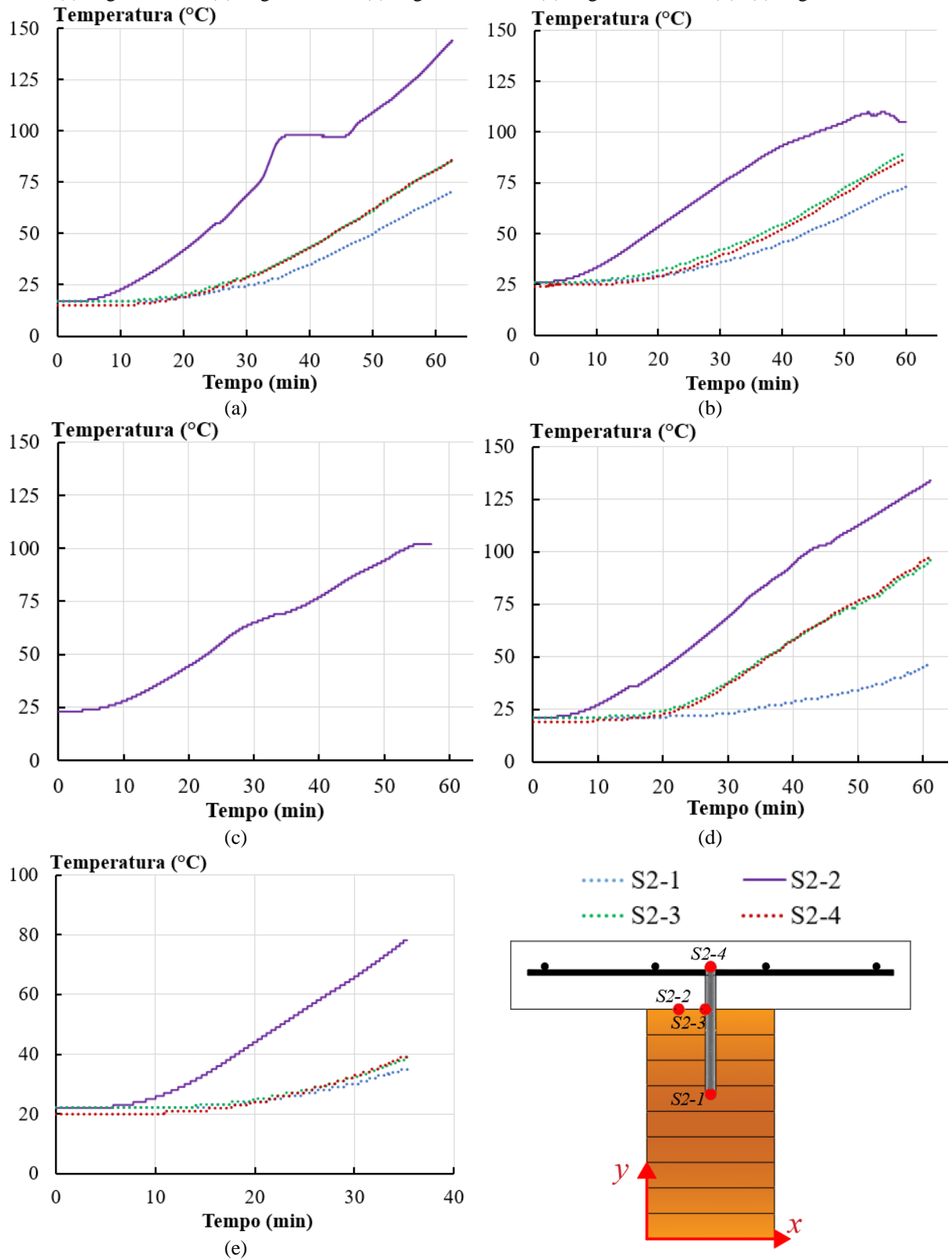
Figura 5.16 – Evolução da temperatura na seção S1 em função do tempo de ensaio:
 (a) Viga E3-I-L2; (b) Viga E6-I-L4; (c) Viga E9-I-L2-R; (d) Viga E10-I-L2-R(P); (e) Viga P2-I-L2



Fonte: o autor

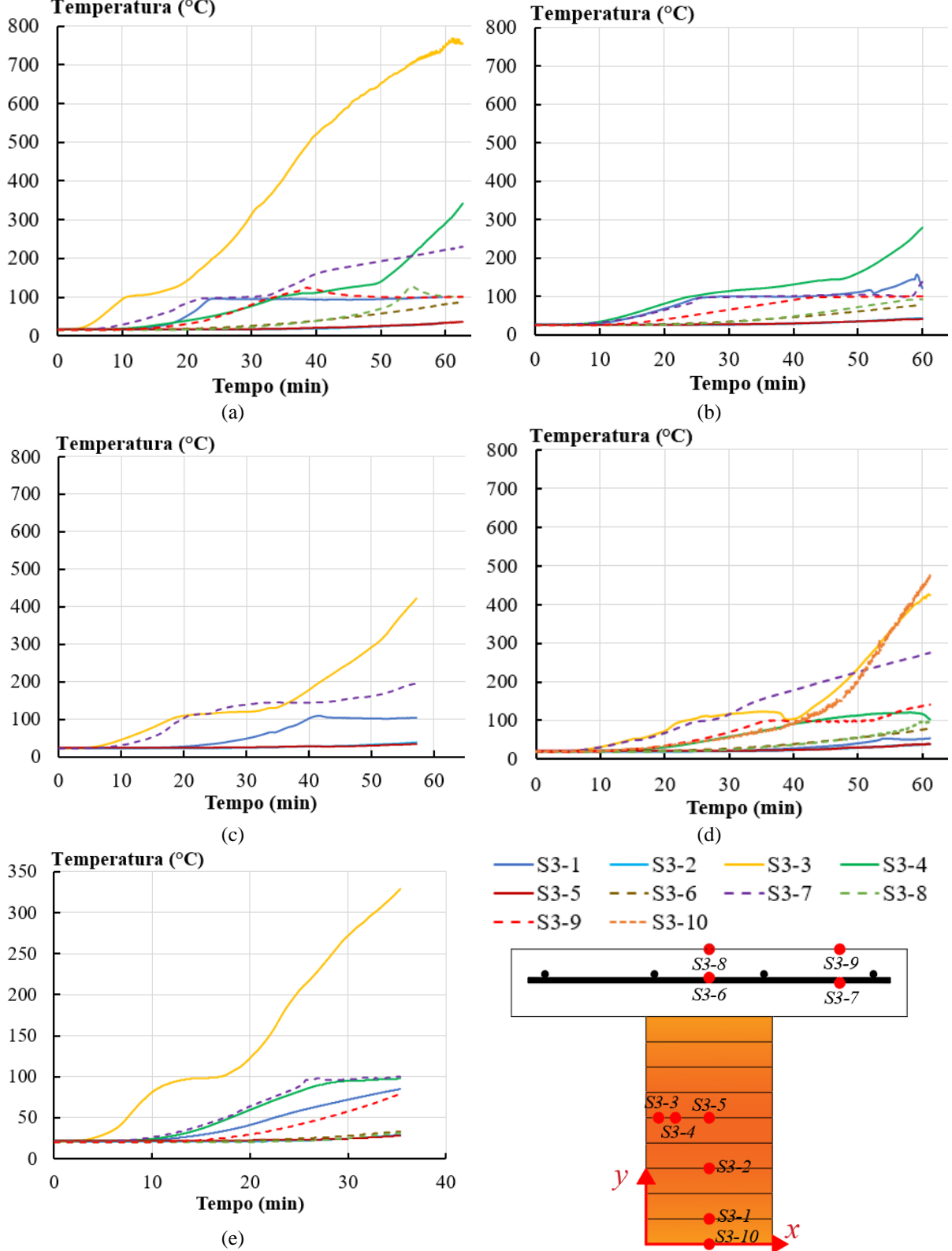
Figura 5.17 – Evolução da temperatura na seção S2 em função do tempo de ensaio:

(a) Viga E3-I-L2; (b) Viga E6-I-L4; (c) Viga E9-I-L2-R; (d) Viga E10-I-L2-R(P); (e) Viga P2-I-L2



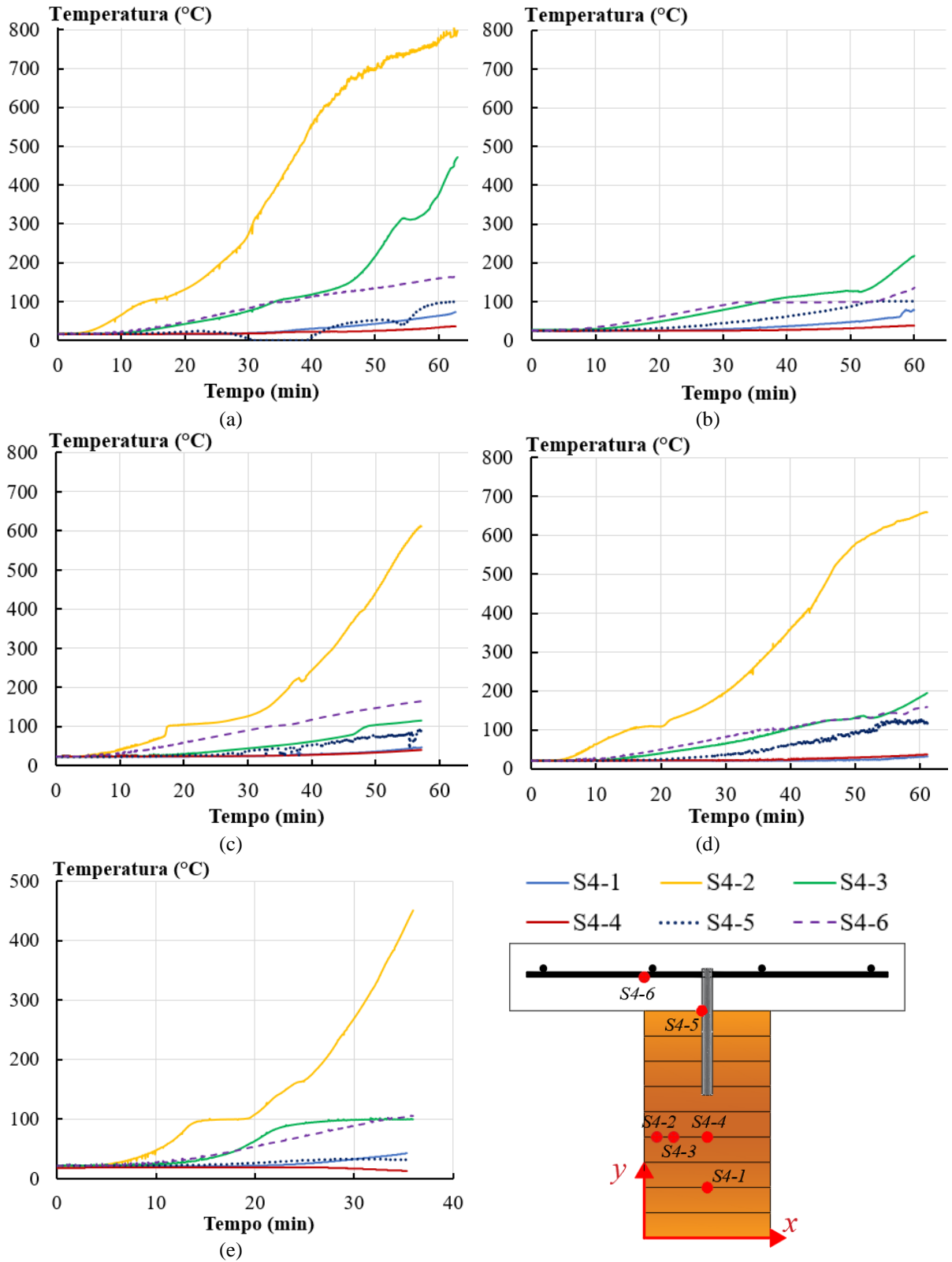
Fonte: o autor

Figura 5.18 – Evolução da temperatura na seção S3 em função do tempo de ensaio:
 (a) Viga E3-I-L2; (b) Viga E6-I-L4; (c) Viga E9-I-L2-R; (d) Viga E10-I-L2-R(P); (e) Viga P2-I-L2



Fonte: o autor

Figura 5.19 – Evolução da temperatura na seção S4 em função do tempo de ensaio:
 (a) Viga E3-I-L2; (b) Viga E6-I-L4; (c) Viga E9-I-L2-R; (d) Viga E10-I-L2-R(P); (e) Viga P2-I-L2



Fonte: o autor

A elevação das temperaturas mais rapidamente na lateral da viga de MLC pode ser, possivelmente, explicada por dois fatores. O primeiro é o posicionamento do elemento estrutural no interior do forno, que fez com que a lateral da viga recebesse diretamente o calor gerado por alguns dos queimadores do equipamento. O segundo motivo foi a instalação dos termopares nas linhas de cola da MLC. Como comentado anteriormente, foi constatada a delaminação das vigas de madeira e a abertura dessas linhas de cola durante o ensaio pode provocar um maior aumento de temperatura na região, conforme indicado em Shepard *et al.* (2021) para elementos de CLT.

De acordo com a EN-1995-1-2:2004, a isoterma de 300 °C representa a madeira carbonizada. Desta forma, foi utilizado esse valor de temperatura para determinar a taxa de carbonização dos elementos ensaiados. Como os termopares situados na região inferior dos elementos não ultrapassaram os 300 °C, foi realizado o cálculo apenas da taxa de carbonização horizontal. Foi adotado procedimento similar ao realizado em Shepard *et al.* (2021) para a determinação da isoterma de 300 °C, em que foi considerada uma variação linear na camada de madeira entre dois termopares.

Para os elementos E3-I-L2 e P2-I-L2 a taxa de carbonização foi determinada pela média da taxa de carbonização entre as 3 seções, enquanto que para a viga E6-I-L4 foi utilizada apenas a seção S1, por ser a única em que os termopares ultrapassaram os 300 °C, enquanto que para as vigas E9-I-L2-R e E10-I-L2-R(P) foi utilizada apenas a seção S4, pois as demais seções receberam a camada de manta cerâmica que reduziu as temperaturas nas seções.

A taxa de carbonização calculada para os elementos E3-I-L2, E6-I-L4, E9-I-L2-R e E10-I-L2-R(P) foram, respectivamente, iguais a 0,67 mm/min, 0,83 mm/min, 0,43 mm/min e 0,44 mm/min, o que fornece uma velocidade de carbonização média igual a 0,59 mm/min para o *Eucalyptus grandis*. Em Pinto (2005) foi observada, por meio da medida da seção transversal residual após ensaio de incêndio, uma taxa de carbonização igual a 0,58 mm/min para a mesma espécie de madeira, logo, um valor bem próximo ao aqui encontrado. As análises realizadas por Martins (2016) recomendam uma taxa de carbonização igual a 0,67 mm/min para o *Lyptus*, portanto, ligeiramente superior ao valor aqui determinado.

Para o elemento P2-I-L2 foi determinada uma taxa de carbonização igual a 0,53 mm/min. Esse valor é bem inferior à velocidade de carbonização igual a 0,95 mm/min recomendada por Martins (2016) para o *Pinus oocarpa*. Era esperado que a viga de *Pinus taeda* apresentasse maior taxa de carbonização do que as vigas de *Eucalyptus grandis*. No entanto, a velocidade de carbonização média do *Eucalyptus grandis* foi superior, sobretudo devido aos

valores elevados determinados para as vigas E3-I-L2 e E6-I-L4. Acredita-se que este fato esteja relacionado à questão de delaminação observada nos elementos de MLC e que foram mais evidentes nas vigas de *Eucalyptus grandis*.

Com relação às temperaturas no concreto, foi possível observar um aquecimento mais rápido para a região das abas, ou seja, que não apresentava viga de madeira abaixo. Pode-se notar que o termopar S3-7 levou entre 20 e 30 minutos para ultrapassar os 100 °C em todos os ensaios, enquanto que o termopar S3-6 não chegou a esse nível de temperatura. Isso ocorreu porque essa área recebeu diretamente o fluxo de calor, não havendo a proteção da viga de madeira abaixo, tal como na região do termopar S3-6.

Foi possível observar também que após aproximadamente 30 minutos de incêndio o termopar S3-9, na superfície do concreto isolada termicamente, apresentava temperaturas entre 60 °C a 76 °C, enquanto que a temperatura no termopar S3-8 se apresentava na faixa dos 22 °C a 33°C. Ao final dos ensaios das vigas de *Eucalyptus grandis* as temperaturas nesses dois pontos tenderam a ficar mais próximas e em torno dos 100 °C. Além disso, constatou-se que após aproximadamente 40 minutos de ensaio as temperaturas do termopar S3-8 passaram a crescer mais rapidamente que as do termopar S3-6, o qual se encontrava internamente ao concreto.

A barra de aço utilizada como conector de cisalhamento apresentou temperatura praticamente uniforme durante todo o ensaio da viga P2-I-L2, para as vigas E3-I-L2 e E6-I-L4 as temperaturas na parte inferior da barra, localizada na madeira, foram ligeiramente inferiores às na parte superior, localizadas no concreto, ao final do ensaio, enquanto que para a viga E10-I-L2-R(P) as temperaturas no ponto S2-1 foram praticamente a metade das temperaturas nos pontos S3-3 e S3-4 ao fim do incêndio. Desta forma, pode se concluir que o aquecimento dos conectores de cisalhamento se deu principalmente pelo fluxo de calor vindo do concreto, até mesmo porque essa região apresentou maiores temperaturas que a parte central da madeira.

No que se refere às temperaturas no reforço com fibras de vidro, foi possível observar que, para a viga E9-I-L2-R, o ponto S1-7 ultrapassou os 200 °C após 10 minutos de ensaio. Na viga E10-I-L2-R(P) esse valor só foi ultrapassado após 46 minutos de incêndio. Desta forma, foi possível constatar a importância da camada de sacrifício abaixo das fibras de vidro como forma de retardar o aquecimento do reforço estrutural.

5.3.3 Avaliação dos deslocamentos verticais em função do tempo de incêndio

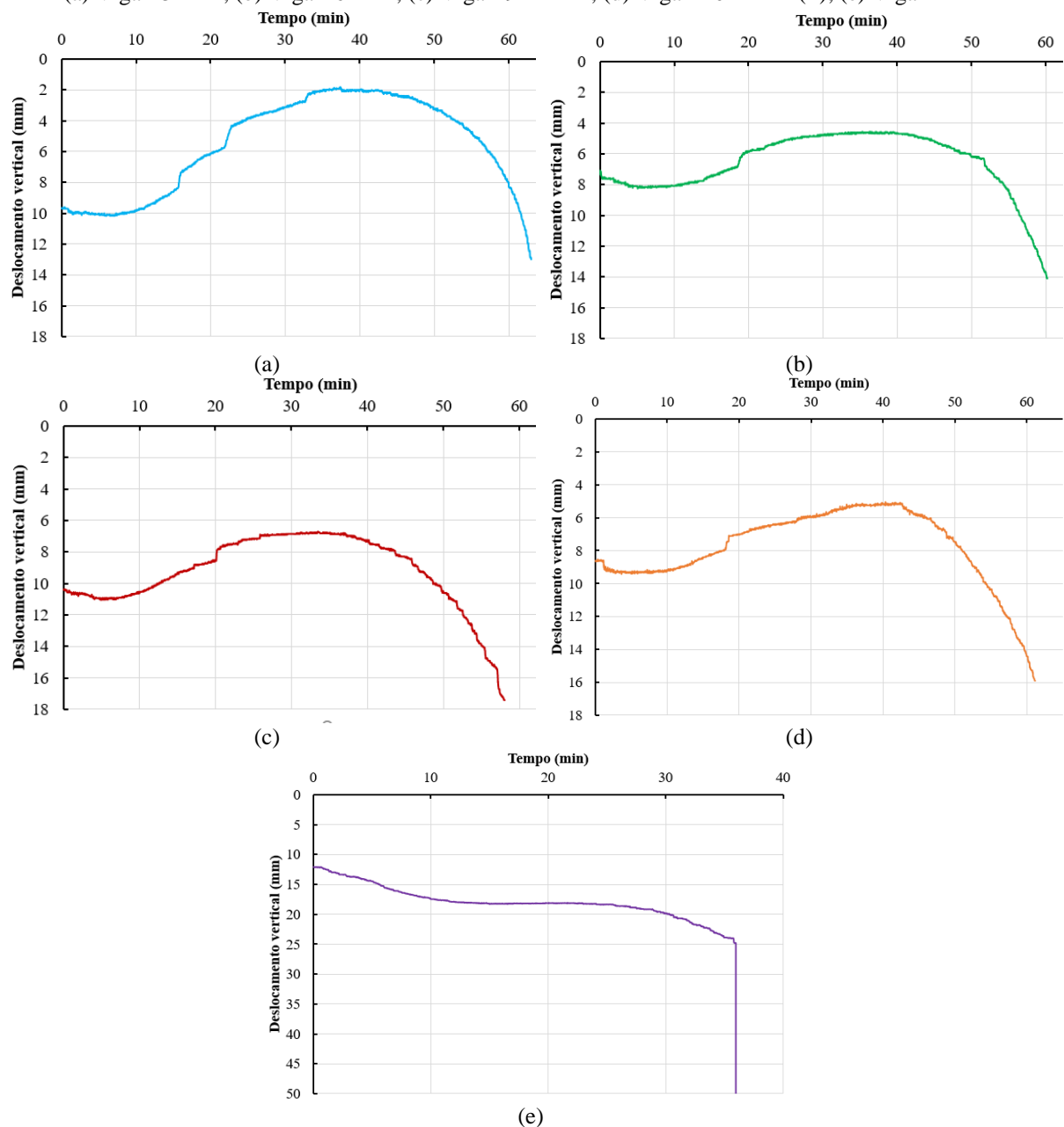
Na Figura 5.20 são ilustradas as curvas de deslocamentos verticais em função do tempo de incêndio obtidas nas análises experimentais das vigas mistas estudadas. Na Figura 5.21 estão

representados os deslocamentos verticais nas vigas mistas devido apenas ao incêndio, ou seja, descontando-se o deslocamento inicial devido à aplicação do carregamento.

Foi possível observar que o elemento E3-I-L2 apresentou um pequeno aumento dos deslocamentos verticais até aproximadamente 7 minutos de ensaio. Em seguida, o deslocamento passou a diminuir, apresentando valor igual ao inicial após 11 minutos e atingindo seu mínimo por volta dos 38 minutos de ensaio. Na sequência, os deslocamentos verticais no meio do vão voltaram a crescer, tendo o ensaio sido finalizado com 13,02 mm de deslocamento vertical e 2,22 mm/min de taxa de deslocamento.

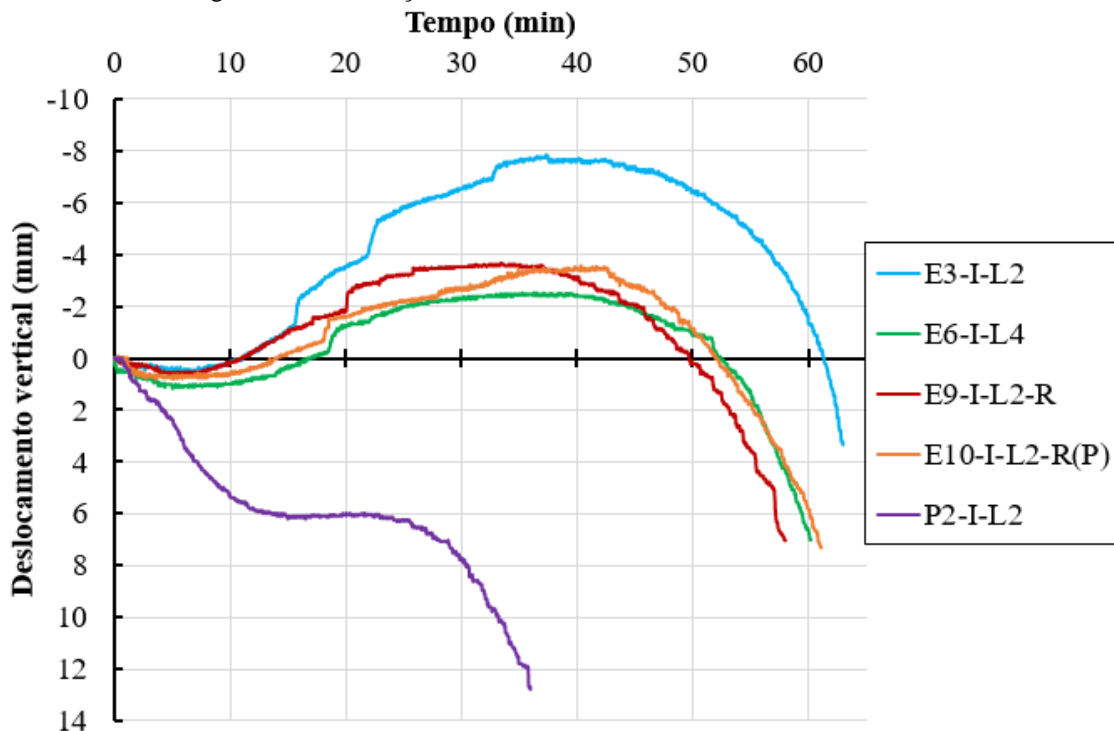
Figura 5.20 – Curvas de deslocamentos verticais em função do tempo de incêndio:

(a) Viga E3-I-L2; (b) Viga E6-I-L4; (c) Viga E9-I-L2-R; (d) Viga E10-I-L2-R(P); (e) Viga P2-I-L2



Fonte: o autor

Figura 5.21 – Evolução dos deslocamento verticais devido ao incêndio



Fonte: o autor

No elemento E6-I-L4 os deslocamentos cresceram até os 5 minutos de incêndio. Na sequência teve início a redução dos deslocamentos do elemento estrutural, sendo que a viga apresentou valor igual ao inicial após 17 minutos e atingiu seu menor deslocamento vertical após 35 minutos de ensaio. A seguir, os deslocamentos voltaram a crescer, e o ensaio foi finalizado quando a viga atingiu 14,09 mm de deslocamento vertical no meio do vão e 1,33 mm/min de taxa de deslocamento.

Para a viga E9-I-L2-R constatou-se um pequeno aumento dos deslocamentos até 6 minutos de incêndio, tendo na sequência ocorrida a sua redução. Os deslocamentos retornaram ao valor inicial e atingiram o mínimo após, respectivamente, 11 minutos e 33 minutos. Em seguida, os deslocamentos voltaram a crescer e o ensaio foi finalizado com deslocamento vertical de 17,37 mm e taxa de deslocamento de 1,78 mm/min.

A viga E10-I-L2-R(P) apresentou elevação dos deslocamentos verticais até os 7 minutos de ensaio, seguida da redução desses valores. Os deslocamentos retornam ao valor inicial e atingem o mínimo após, respectivamente, 14 minutos e 40 minutos. Após, os deslocamentos voltaram a crescer e o ensaio foi finalizado com deslocamento vertical de 15,91 mm e taxa de deslocamento de 2,27 mm/min.

A viga mista de *Pinus taeda* (P2-I-L2) apresentou um comportamento diferente dos elementos produzidos com o *Eucalyptus grandis*. Durante os 12 minutos iniciais de incêndio

ocorreu o crescimento expressivo dos deslocamentos verticais no meio do vão. Entre 12 minutos e 24 minutos de ensaio os deslocamentos permaneceram constantes. Logo em seguida, os deslocamentos voltaram a aumentar, até que o ensaio foi interrompido devido à ruptura do elemento estrutural. No instante imediatamente anterior à ruptura, a viga apresentava deslocamento vertical no meio do vão e taxa de deslocamento iguais, respectivamente, a 12,79 mm e 1 mm/min.

Comportamento análogo ao observado para as vigas mistas de *Eucalyptus grandis* foi relatado em O'Neill *et al.* (2011). O aumento inicial dos deslocamentos verticais pode estar relacionado ao carregamento aplicado e à carbonização inicial da madeira. No entanto, com a elevação da temperatura, ocorre o aumento do gradiente térmico ao longo da altura da mesa de concreto, com a superfície inferior estando mais aquecida. Esse fato provoca a expansão da região inferior da laje que, entretanto, é restringida pela viga de madeira devido à composição gerada pelos conectores de cisalhamento. Desta forma, é gerada uma curvatura térmica que provoca a redução dos deslocamentos verticais no elemento estrutural.

Ao se comparar as vigas E3-I-L2 e E6-I-L4 é possível observar que no primeiro elemento houve uma maior redução dos deslocamentos verticais. Em relação à deflexão no início do ensaio, a viga E3-I-L2 apresentou redução próxima aos 8 mm, enquanto que a viga E6-I-L4 apresentou redução ligeiramente superior aos 2 mm.

De acordo com O'Neill *et al.* (2011), em vigas com conectores de cisalhamento do tipo entalhe ocorre uma maior redução da rigidez da ligação, visto que este se encontra diretamente exposto ao fogo, do que nos conectores protegidos termicamente pela camada de madeira (no caso do referido trabalho, placas metálicas). Por este motivo, a curvatura térmica é menos significativa nas ligações com entalhes.

No entanto, na presente pesquisa não foram encontrados sinais de maior degradação da rigidez dos conectores de cisalhamento com entalhe e barra de aço (ligação L4 na viga E6-I-L4) em relação às barras de aço colada (ligação L2 na viga E3-I-L2), as quais se encontravam protegidas termicamente pela madeira. Desta forma, o menor efeito de curvatura térmica observado na viga E6-I-L4 pode ser atribuído a maior degradação térmica da madeira, visto que a taxa de carbonização calculada para esse elemento foi igual a 0,83 mm/min, enquanto que para a viga E3-I-L2 foi igual a 0,67 mm/min.

A comparação entre os elementos E3-I-L2 e E9-I-L2-R também mostra que o primeiro elemento apresentou uma maior diminuição dos deslocamentos verticais, sendo que para a viga E9-I-L2-R foi observada redução próxima aos 4 mm, em relação ao valor da deflexão inicial.

Essa menor atenuação dos deslocamentos verticais pode estar associada ao maior carregamento aplicado ao elemento estrutural.

A viga E10-I-L2-R(P) apresentou comportamento similar à E9-I-L2-R no que diz respeito à redução dos deslocamentos. Desta forma, a adoção da camada de sacrifício não apresentou grande influência no comportamento da curva *deslocamento vertical versus tempo de incêndio*. Isso se deve provavelmente à redução da largura da seção transversal da madeira, que apresentou maior importância do que a carbonização ao longo da altura no comportamento termoestrutural de todos os elementos avaliados.

Diferentemente das vigas mistas com *Eucalyptus grandis*, o elemento de *Pinus taeda* não apresentou a curvatura térmica. A expansão térmica do concreto nesta viga certamente não foi impedida devido a menor rigidez dessa espécie de madeira, evitando, desta forma, a curvatura térmica. O elemento P2-I-L2 apresentou um aumento expressivo dos deslocamentos no início do ensaio, associado à redução da seção transversal devido à carbonização da madeira. Em seguida, com a camada carbonizada funcionando como proteção térmica, houve a estabilização dos deslocamentos. Ao atingir uma redução crítica, os deslocamentos verticais voltaram a crescer até o elemento romper.

Outro detalhe importante de ser destacado é com relação à velocidade de crescimento dos deslocamentos verticais dos elementos estruturais de *Eucalyptus grandis*. Apesar de esses elementos não terem sido analisados até a ruptura, foi possível observar que as taxas determinadas no momento da parada dos ensaios, com exceção da apresentada pela viga E6-I-L4, foram compatíveis aos valores constatados por Du *et al.* (2021) no momento da ruptura de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio, os quais variaram entre 1,60 mm/min e 2,08 mm/min.

5.3.4 Avaliação dos deslizamentos relativos em função do tempo de incêndio

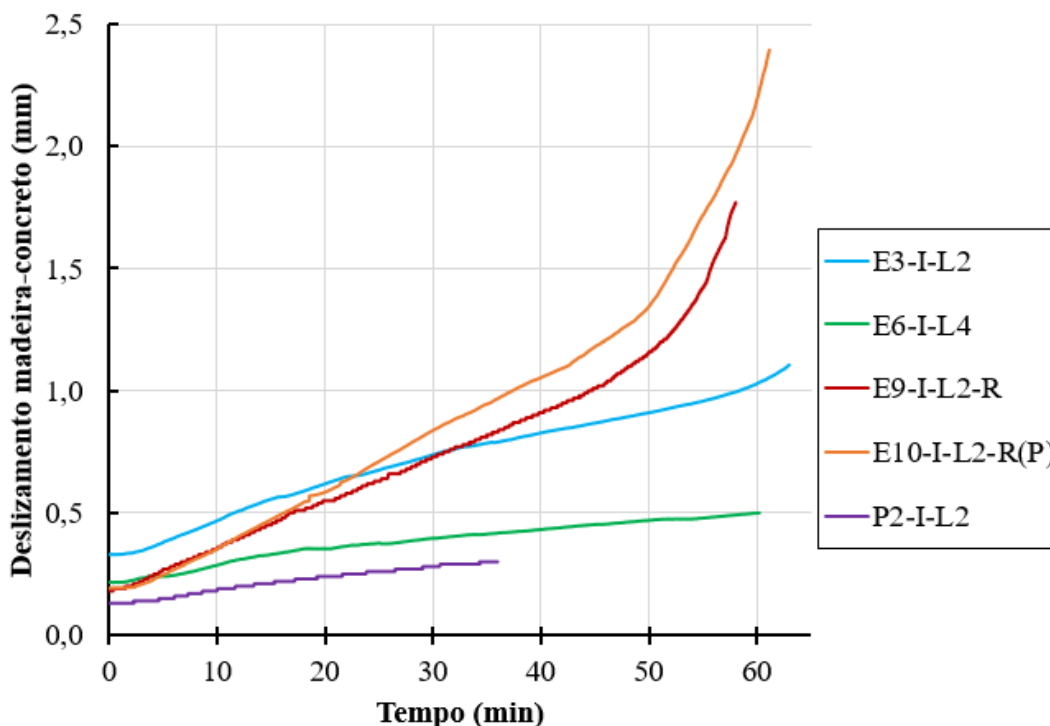
A variação do deslizamento relativo entre a madeira e o concreto em função do tempo de incêndio é ilustrada na Figura 5.22. Foi possível observar que para todos os elementos ensaiados houve crescimento do deslizamento relativo com o avanço do incêndio, independentemente de ter ocorrido ou não o fenômeno de curvatura térmica.

As vigas E3-I-L2, E6-I-L4 e P2-I-L2 apresentaram um aumento de deslizamento relativo entre a madeira e o concreto praticamente constante ao longo dos ensaios. Foi possível observar que o deslizamento medido ao final do ensaio para o elemento E6-I-L4 encontrava-se próximo ao verificado na ruptura dos elementos estruturais em temperatura ambiente. Além

disso, podê-se constatar que para a viga E3-I-L2 não houve um indicativo de plastificação da ligação.

Os deslizamentos relativos nos elementos E9-I-L2-R e E10-I-L2-R(P) apresentaram um comportamento linear até aproximadamente 45 minutos de incêndio. Em seguida, o deslizamento entre a madeira e o concreto passou a aumentar mais rapidamente, evidenciando um comportamento plástico do sistema de conexão.

Figura 5.22 – Deslizamentos relativos entre a madeira e o concreto em função do tempo de incêndio



Fonte: o autor

5.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O CAPÍTULO

No presente capítulo foram avaliadas, por meio de análises experimentais, a influência do tipo de ligação, do reforço com fibras de vidro e da espécie de madeira no comportamento termoestrutural de vigas mistas de madeira e concreto. Foi constatado que a parte central da madeira praticamente não apresentou elevação de temperatura durante o incêndio, enquanto foi verificado um maior aquecimento das laterais da viga do que da região inferior.

Além disso, observou-se que a região do concreto com maior fluxo de calor apresentou maior aquecimento, e que a elevação da temperatura nas barras de aço dos conectores de cisalhamento se deu principalmente pelo calor vindo do concreto, enquanto que a madeira lhe garantia proteção térmica. Notou-se também que as fibras de vidro diretamente expostas ao

fogo apresentaram uma rápida elevação de temperatura, enquanto que a adoção de uma camada de sacrifício com 30 mm de espessura abaixo do reforço retardou a elevação da temperatura na região.

A partir das temperaturas medidas pelos termopares foram determinadas a taxa de carbonização dos elementos estudados. Os valores determinados para o *Eucalyptus grandis* e para o *Pinus taeda* foram praticamente os mesmos, sendo que era esperado um melhor desempenho da primeira espécie, visto que apresenta maior densidade. Entretanto, os problemas de delaminação com a ação do fogo nas vigas de *Eucalyptus grandis* foram mais evidentes, o que pode ter contribuído com o aumento da carbonização da madeira.

Em relação ao comportamento termoestrutural, foi observada uma grande diferença para as duas espécies analisadas. As vigas de *Eucalyptus grandis* apresentaram o fenômeno de curvatura térmica, que fez com que os deslocamentos verticais diminuíssem durante uma parte do ensaio, o que contribuiu com a resistência ao fogo dos elementos analisados. As vigas de *Pinus taeda*, por sua vez, não apresentaram esse fenômeno, sendo constatado o crescimento dos deslocamentos verticais, ou a constância desses durante um período do ensaio.

O tipo de ligação e o reforço com fibras de vidro não apresentaram grande influência no tempo de resistência ao fogo dos elementos analisados, tendo o ensaio sido finalizado para essas situações (todas com *Eucalyptus grandis*) por volta dos 60 minutos de incêndio devido ao aumento da taxa de deslocamentos verticais. A espécie de madeira, por outro lado, apresentou importante influência no tempo de resistência ao fogo, tendo o ensaio da viga de *Pinus taeda* sido finalizado após 37 minutos devido à ruptura do elemento estrutural.

Assumindo as durações dos ensaios como o tempo de resistência ao fogo de cada elemento, é possível observar que todos os elementos ensaiados atenderam, no que diz respeito à segurança estrutural, ao tempo requerido de resistência ao fogo mínimo apresentado na ABNT NBR 14432:2001, o qual é igual a 30 minutos. Dessa forma, as vigas mistas de madeira e concreto analisadas podem ser utilizadas, considerando apenas o aspecto estrutural, em edificações residenciais com até 12 metros de altura, em edificações destinadas a serviços de hospedagem com até 6 metros de altura, dentre outros exemplos.

Foi observado ainda que na viga com conector de cisalhamento do tipo L4 o efeito da curvatura térmica foi menos evidente do que naquela em que foi utilizada ligação L2, provavelmente devido a maior degradação térmica da madeira na primeira. Nas vigas com reforço com fibras de vidro a curvatura térmica também foi menor, provavelmente devido à maior força aplicada a esses elementos estruturais.

Além disso, observou-se que a camada de sacrifício, apesar de garantir a proteção térmica das fibras de vidro, não apresentou influência considerável no comportamento termoestrutural dos elementos, muito provavelmente, devido à redução da largura da seção transversal, a qual foi predominante no desempenho das vigas ensaiadas.

Capítulo 6

Conclusões

Nesta pesquisa, foram realizados estudos acerca de vigas mistas de madeira e concreto visando uma melhor compreensão do seu comportamento, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio, tendo sido avaliado de que modo alguns fatores, tais como o *tipo de conector de cisalhamento, o reforço com fibras de vidro e a espécie da madeira* interferem no desempenho desses elementos estruturais.

Desta forma, a pesquisa foi dividida em três etapas: *estudo do sistema de conexão, estudo de vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente e estudo de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio*. A seguir, são apresentadas as conclusões obtidas em cada uma dessas etapas, bem como sugestões para trabalhos futuros.

6.1 ESTUDO DO SISTEMA DE CONEXÃO

Foram avaliados cinco tipos de conectores de cisalhamento, confeccionados a partir de barras de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro coladas na madeira, os quais se diferenciavam pela inclinação das barras de aço e pela presença de entalhes. A partir das análises experimentais foi possível a obtenção da força de ruptura e do módulo de deslizamento dos conectores de cisalhamento estudados.

Com relação à força de ruptura, observou-se que a ligação com menor capacidade resistente foi aquela composta por barras de aço coladas perpendicularmente às fibras da madeira, enquanto que a ligação com maior capacidade resistente foi aquela composta por barras de aço inclinadas em 45° e associadas a entalhes triangulares. Constatou-se que, no caso de ligações com barras retas, a adição do entalhe retangular elevou em 2,8 vezes a força de ruptura, enquanto que a adição do entalhe triangular elevou em 3,4 vezes a força de ruptura. A adição do entalhe triangular à ligação com barra de aço inclinada elevou a força de ruptura 2,7 vezes.

Relativamente ao módulo de deslizamento, o conector de cisalhamento menos rígido também foi o elaborado com barra de aço reta, enquanto que o mais rígido foi o composto por

barra de aço reta associada a um entalhe retangular. Percebeu-se que nas ligações com barra reta, a adoção do entalhe retangular elevou o módulo de deslizamento 5,7 vezes, enquanto que a adoção do entalhe triangular aumentou o módulo de deslizamento 3,84 vezes. Para as ligações com barra inclinada, o entalhe triangular apresentou valor de módulo de deslizamento 1,3 vezes ao valor da opção sem entalhe.

Além das análises experimentais das ligações, foi também desenvolvida uma estratégia de modelagem numérica a partir do código computacional *Abaqus*, para simular o comportamento de ligações para estruturas mistas de madeira e concreto.

Foi possível constatar boa correlação entre as curvas *força versus deslizamento relativo* obtidas numérica e experimentalmente, para as cinco ligações avaliadas. Além disso, observou-se que o modelo numérico foi capaz de prever com boa aproximação o módulo de deslizamento para o estado limite de serviço e, principalmente, a força de ruptura das ligações estudadas. Para a força de ruptura, foram encontradas diferenças relativas aos valores experimentais, em módulo, variando entre 0,9 e 17,3%; enquanto que para o módulo de deslizamento houve variação em módulo entre 4,4 e 44,8%, com relação aos valores experimentais.

Os modelos numéricos também foram capazes de reproduzir mecanismos de ruptura dos corpos de prova observados experimentalmente, como a flexão das barras de aço, o embutimento do pino metálico na madeira e, no caso das ligações com entalhes, a degradação do concreto na região do entalhe.

Com base nas forças de ruptura médias, obtidas experimentalmente para cada ligação, foram definidos os conectores de cisalhamento para a produção das vigas mistas. Optou-se por uma solução sem entalhe e outra com entalhe, escolhendo-se, em ambos os casos, a mais resistente. Dessa forma, foram utilizadas as ligações formadas por barras de aço inclinadas em 45° e pela associação de barras de aço inclinadas em 45° e entalhes triangulares.

6.2 ESTUDO DAS VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM TEMPERATURA AMBIENTE

Nesta etapa, foram realizadas análises experimentais em vigas mistas de madeira e concreto. Os elementos foram produzidos variando-se o tipo de ligação empregada, a espécie de madeira e a presença ou não de reforço com fibras de vidro com 4 mm de espessura. Os conectores de cisalhamento variaram entre barras de aço inclinadas e barras de aço inclinadas associadas a entalhes triangulares. Para a madeira, foram usadas vigas de MLC de *Eucalyptus grandis* e *Pinus taeda*.

Comparando-se as vigas mistas de *Eucalyptus grandis* produzidas com diferentes conectores de cisalhamento observou-se que praticamente não houve diferença da rigidez em serviço e da força de ruptura dos elementos estruturais. Para a rigidez das vigas no Estado Limite Último, foi observada uma redução desse valor em relação à rigidez em serviço, sendo a perda mais evidente nas vigas produzidas com conector de cisalhamento do tipo barra de aço inclinada em relação às aquelas que empregaram associação de barra de aço inclinada com entalhe triangular.

Constatou-se ainda que a maior rigidez dos elementos estruturais com entalhes fez com que os conectores de cisalhamento fossem mais solicitados, tendo a ruptura das vigas ocorrido pela falha nesses componentes, apesar de esse tipo de ligação ter se mostrado mais resistente no ensaio *push out*; por outro lado, nas vigas que empregaram somente barras de aço, a ruptura ocorreu por tração na madeira. Além disso, o comportamento do elemento estrutural foi análogo ao comportamento da ligação no ensaio *push out*, tendo as vigas com barras de aço apresentado comportamento dúctil, enquanto que as vigas com entalhes exibiram ruptura frágil.

Além do mais, observou-se que as vigas mistas com entalhes desenvolveram menores deslizamentos relativos entre a madeira e o concreto. Esse fato evitou o surgimento de tensões de tração no concreto nessa configuração de viga, além de fazer com que houvesse apenas uma linha neutra na seção transversal. Nos elementos conectados somente por barras de aço foram observadas duas linhas neutras: uma na madeira e outra no concreto.

Com relação ao emprego de reforço com fibras de vidro, verificou-se que as vigas reforçadas apresentaram, em relação aos correspondentes elementos sem reforço, elevações de 25,6% na resistência, de 7,9% na rigidez em serviço e de 13,8% na rigidez última. Além do mais, constatou-se que o reforço evitou a ruptura por tração da madeira, sendo a falha do elemento estrutural associada ao conector de cisalhamento. As vigas com fibras de vidro também apresentaram aumentos da ductilidade, do deslizamento relativo entre a madeira e o concreto e das deformações de compressão na madeira.

A respeito da espécie de madeira, notou-se que o elemento produzido com *Pinus taeda*, comparado às vigas mistas com *Eucalyptus grandis*, foi menos rígido, além de ter ocorrido uma redução de 39,2% na força de ruptura, o que já era esperado devido às propriedades de resistência e elasticidade das espécies. A ruptura do elemento com *Pinus taeda* ocorreu de maneira frágil, sendo associada à tração da madeira. Nesse caso, foram registrados valores pequenos de deslizamento entre a madeira e o concreto e não ocorreu a plastificação do conector

de cisalhamento. Esse elemento também foi o que apresentou maiores deformações de tração no concreto e na madeira.

Nesta pesquisa, os resultados obtidos experimentalmente foram comparados a resultados calculados por meio do *Método Gama*. Observou-se que a rigidez em serviço experimental foi entre 4 e 12% superior àquela obtida analiticamente. Com relação à força de ruptura, houve menor concordância entre resultados experimentais e analíticos, sendo o valor experimental entre 24% inferior e 34% superior ao calculado analiticamente.

6.3 ESTUDOS DAS VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O comportamento dos elementos mistos de madeira e concreto em situação de incêndio também foi avaliado por meio de análises experimentais, tendo sido empregadas configurações de vigas semelhantes às da etapa anterior, no que se refere à conectores de cisalhamento, reforço com fibras de vidro e espécies de madeira.

Observou-se que praticamente não houve aquecimento da região central da madeira durante o ensaio de todos os elementos estruturais analisados. Por outro lado, constatou-se o aquecimento das laterais e da face inferior da madeira, tendo o aumento da temperatura sido mais acentuado no sentido horizontal (face lateral da viga de MLC) do que no vertical (face inferior da viga de MLC). Esse aquecimento mais rápido das laterais do elemento estrutural pode estar associado ao posicionamento das vigas no interior do forno, bem como a problemas de delaminação constatados nas vigas de MLC.

Considerando a isoterma de 300°C como a temperatura de carbonização da madeira, foi possível calcular a taxa de carbonização dos elementos ensaiados. Para o *Eucalyptus grandis* foi obtida taxa de carbonização média igual a 0,59 mm/min, enquanto que para o *Pinus taeda* esse valor foi de 0,53 mm/min. Era esperado que o *Eucalyptus grandis* apresentasse menor taxa de carbonização do que *Pinus taeda*, devido a sua maior densidade. No entanto, provavelmente devido à problemas de delaminação, os quais foram mais evidentes nas vigas produzidas com a espécie folhosa, o *Eucalyptus grandis* acabou desenvolvendo uma maior taxa de carbonização.

Com relação às temperaturas no concreto, constatou-se um maior aquecimento nas abas da mesa, ou seja, na região que não havia contato da laje de concreto com a viga de madeira. Além disso, a face superior do concreto, isolada termicamente, demorou aproximadamente 60 minutos para atingir os 100°C. Para as barras de aço utilizadas como conectores de

cisalhamento, observou-se que a parte situada na madeira apresentou menor temperatura que àquela posicionada no concreto, evidenciando que o aquecimento desse componente se deu pelo fluxo de calor vindo do concreto.

A respeito das temperaturas no reforço com fibras de vidro, observou-se um rápido aquecimento no caso de não se adotar proteção térmica, sendo alcançadas temperaturas superiores a 200°C em aproximadamente 10 minutos de ensaio. No entanto, ao se empregar uma lamela de madeira com 30 mm de espessura, foi retardado o fluxo de calor na região, e as temperaturas nas fibras sintéticas ultrapassaram os 200°C após 46 minutos de incêndio.

Em relação ao comportamento termoestructural, verificou-se em todos os elementos mistos produzidos com *Eucalyptus grandis* o efeito da curvatura térmica, em que ocorria a redução dos deslocamentos verticais com o avanço do incêndio, contribuindo na resistência ao fogo das vigas ensaiadas. Com o aquecimento da face inferior do concreto, esse tendia a se expandir. No entanto, devido à composição gerada pelos conectores de cisalhamento, essa expansão era impedida pela viga de madeira, gerando a curvatura térmica. Após certo tempo de incêndio, com o avanço da degradação da madeira, os deslocamentos verticais voltavam a crescer.

Os ensaios das vigas mistas produzidas com o *Eucalyptus grandis* foram finalizados em função do crescimento da taxa de deslocamentos verticais. Constatou-se que o tipo de conector de cisalhamento não apresentou influência significativa no tempo de resistência ao fogo dos elementos analisados, sendo que ao se utilizar a ligação com barra de aço inclinada a viga foi ensaiada durante 63 minutos, ao passo que ao se utilizar associação de barra de aço inclinada com entalhe triangular o tempo de análise foi de 60 minutos.

O reforço com fibras de vidro também não influenciou substancialmente no tempo de ensaio, sendo o tempo de resistência ao fogo das vigas reforçadas 3 minutos inferior à opção sem reforço. A adoção da camada de sacrifício protegendo as fibras sintéticas também apresentou pouca alteração no tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural, aumentando apenas 4 minutos em relação à viga sem a proteção térmica. Esse fato foi associado à redução da largura da viga de madeira, o qual foi preponderante no comportamento termoestructural dos elementos analisados.

A espécie de madeira empregada foi o único fator que teve influência significativa no comportamento termoestructural das vigas mistas de madeira e concreto analisadas. Ao se empregar o *Pinus taeda*, não foi mais verificado o efeito da curvatura térmica. Nesse caso, houve uma elevação inicial dos deslocamentos verticais, seguido por um período de constância

da deflexão e, por fim, um novo crescimento dos deslocamentos verticais. A viga mista de *Pinus taeda* rompeu após 37 minutos de ensaio, provavelmente devido à tração na madeira. Dessa forma, constatou-se que todas as vigas analisadas atenderam ao tempo de resistência ao fogo mínimo, exigido pela norma brasileira, no que se refere à segurança estrutural, podendo serem utilizadas em algumas situações.

Durante os ensaios também foram monitorados os deslizamentos relativos entre a madeira e o concreto. Constatou-se o aumento dos deslizamentos ao decorrer das análises no forno. Para os elementos reforçados com fibras de vidro observou-se a plastificação dos conectores de cisalhamento após, aproximadamente, 45 minutos de incêndio. Para o elemento em que foi empregada a ligação com entalhe, notou-se que o deslizamento ao final do ensaio se encontrava próximo ao observado no momento da ruptura em temperatura ambiente dos elementos estruturais equivalentes.

6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como forma de dar continuidade aos estudos desenvolvidos nesta tese sugere-se, para trabalhos futuros, os seguintes temas:

- Desenvolvimento de modelos numéricos, tendo como base os resultados experimentais aqui obtidos, para a representação de elementos estruturais mistos de madeira e concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio;
- Análise de lajes mistas de madeira e concreto em situação de incêndio, empregando tanto a MLC quanto a CLT;
- Análise de vigas mistas de madeira e concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio empregando-se diferentes espécies de madeira, outros tipos de concreto (tais como produzidos com agregados reciclados ou agregados leves) e diferentes tipos de conectores de cisalhamento;
- Estudo, numérico e experimental, do comportamento de ligações para estruturas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio;
- Repetir os ensaios aqui realizados com reforço com fibras de vidro, no entanto, empregando-se uma espécie de madeira conífera;
- Avaliação da influência da espessura do reforço com fibras sintéticas no comportamento estrutural de vigas mistas de madeira e concreto.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 198**: Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes. Washington, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E 119**: Standard Test Methods for Fire Tests of Buildings Construction and Materials. Washington, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7190-1**: Projeto de Estruturas de Madeira – Parte 1: Critérios de dimensionamento. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7190-3**: Projeto de Estruturas de Madeira – Parte 3: Métodos de ensaio para corpos de prova isentos de defeitos para madeiras de florestas nativas. Rio de Janeiro, 2022.

AUSTRALIAN STANDARD. **AS 1720.4**: Timber Structures - Part 4: Fire-resistance of structural timber members. Sidney, 1990.

AVEZ, C.; DESCAMPS, T.; SERRANO, E.; LÉOSKOOL, L. Finite element modelling of inclined screwed timber to timber connections with a large gap between the elements. **European Journal Of Wood And Wood Products**, [S.L.], v. 74, n. 3, p. 467-471, 2016.

BALOGH, J. High performance CFRP-timber-concrete laminated composite members. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 14., 2016, Viena. **Proceedings [...]**. Viena: WCTE, 2016. p. 1-8.

BEDON, C.; FRAGIACOMO, M. Numerical analysis of timber-to-timber joints and composite beams with inclined self-tapping screws. **Composite Structures**, [S.L.], v. 207, p. 13-28, jan. 2019

BEDON, C.; FRAGIACOMO, M. Three-dimensional modelling of notched connections for timber-concrete composite beams. **Structural Engineering International**, [S.L.], v. 27, n. 2, p. 184-196, 2017.

- BIRTEL, V.; MARK, P. Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure. In: ABAQUS USERS' CONFERENCE, 19., 2006, Boston. **Proceedings [...]**. Boston, 2006. p. 95-108.
- BLESÁK, L.; CALDOVÁ, E.; WALD, F. Unprotected timber-fibre reinforced concrete slab in fire. **Wood Research**, [S.L.], v. 60, n. 4, p. 605-615, 2015.
- BORRI, A.; CORRADI, M.; GRAZINI, A. A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 36, n. 2, p. 143-153, 2005.
- BUCHANAN, A. H.. **Structural design for fire safety**. New York: Wiley, 2002.
- CALDOVÁ, E.; VYMLÁTIL, P.; WALD, F.; KUKLÍKOVÁ, A. Timber steel fiber-reinforced concrete floor slabs in fire: experimental and numerical modeling. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 141, n. 9, p. 1-14, 2015.
- CECCOTTI, A. Composite concrete-timber structures. **Progress In Structural Engineering and Materials**, [s.l.], v. 4, n. 3, p. 264-275, 2002.
- CECCOTTI, A. Timber-concrete composite structures. **Timber Engineering**, [s.l.], v. 2, n. 1, p. 1-12, 1995.
- CHAJES, M. J.; KALIAKIN, V. N.; HOLSINGER, S. D.; MEYER, Al. J. Experimental testing of composite wood beams for use in timber bridges. In: INTERNATIONAL BRIDGE ENGINEERING CONFERENCE, 4., 1995, São Francisco. **Proceedings [...]**. São Francisco: IBEC, 1995. p. 371-380.
- CORRADI, M.; BORRI, A.; RIGHETTI, L.; SPERANZINI, E. Uncertainty analysis of FRP reinforced timber beams. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 113, p. 174-184, 2017.
- DAGENAIS, C.; RANGER (OSBORNE), L.; CUERRIER-AUCLAIR, S. Understanding fire performance of wood-concrete composite floor systems. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 14., 2016, Viena. **Proceedings [...]**. Viena: WCTE, 2016. P. 1-9.
- DAGHER, H. J. High-performance wood composites for construction. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7., 2000, São Carlos. **Anais [...]**. São Carlos: Ibramem, 2000. p. 1-10.
- DENOUEWÉ, D. D.; MESSAN, A.; FOURNELY, E.; TSOBNANG, F.; BOUCHAIR, A. Investigation on TCC beams with threaded rebar as shear connection. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 15., 2018, Seoul. **Proceedings [...]**. Seoul: WCTE, 2018. p. 1-4.
- DIAS, A.M.P.G.; KUILEN, J.W. van de; LOPES, S.; CRUZ, H. A non-linear 3D FEM model to simulate timber-concrete joints. **Advances In Engineering Software**, [s.l.], v. 38, n. 8-9, p. 522-530, 2007.
- DJOUBISSIE, D. D.; MESSAN, A.; FOURNELY, E.; BOUCHAÏR, A. Experimental study of the mechanical behavior of timber-concrete shear connections with threaded reinforcing bars. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 172, p. 997-1010, 2018.
- DU, H.; HU, X.; JIANG, Y.; WEI, C.; HONG, W. Load-carrying capacity of self-tapping lag screws for glulam-lightweight concrete composite beams. **Bioresources**, [s.l.], v. 14, n. 1, p. 166-179, 2019.
- DU, H.; HU, X.; XIE, Z.; MENG, Y. Experimental and analytical investigation on fire resistance of glulam-concrete composite beams. **Journal Of Building Engineering**, [s.l.], v. 44, p. 103244, 2021.

DU, H.; HU, X.; ZHANG, B. Numerical modelling on fire behaviour of timber-concrete composite beams. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 15., 2018, Seoul. **Proceedings** [...]. Seoul: WCTE, 2018. p. 1-6.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2**: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Bruxelas, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1995-1-1**: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1995-1-2**: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 26891**: Timber structures-joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics. Bruxelas, 1991.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB.). **Model Code 2010 - Final draft - volume 1**. Lausanne, 2012.

FERNANDES, F. P. D. **Análise numérica de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio**. 2018. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

FIGUEROA, M. J. M.; MORAES, P. D. de. Comportamento da madeira a temperaturas elevadas. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 9, n. 4, p. 157-174, 2009.

FIGUEROA, M. J. M.; MORAES, P. D. de; MAESTRI, F. A. Temperature and moisture content effects on compressive strength parallel to the grain of paricá. **Ambiente Construído**, [s.l.], v. 15, n. 1, p. 17-27, 2015.

FIGUEROA, M. J. **Influência da temperatura sobre a resistência mecânica do Paricá**. 2008. 112 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

FIORELLI, J. **Estudo teórico e experimental de vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibra de vidro**. 2005. 108f. Tese (Doutorado) – Curso Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FIORELLI, J.; DIAS, A. A. Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. **Materials Research**, [s.l.], v. 6, n. 2, p. 193-202, 2003.

FIRMO, J.P.; CORREIA, J.R.; BISBY, L. A. Fire behaviour of FRP-strength reinforced concrete structural elements: A state-of-the-art review. **Composites Part B**, [S.L.], v. 80, p. 198-216, 2015.

FRANGI, A.; FONTANA, M. Charring rates and temperature profiles of wood sections. **Fire And Materials**, [s.l.], v. 27, n. 2, p. 91-102, 2003

- FRANGI, A.; FONTANA, M. Fire safety of multistorey timber buildings. **Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers - Structures And Buildings**, [s.l.], v. 163, n. 4, p. 213-226, 2010.
- FRANGI, A.; KNOBLOCH, M.; FONTANA, M. Fire design of timber-concrete composite slabs with screwed connections. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 136, n. 2, p. 219-228, 2010.
- HE, G.; XIE, L.; WANG, X.; YI, J.; PENG, L.; CHEN, Z.; GUSTAFSSON, P. J.; CROCETTI, R. Shear behavior study on timber-concrete composite structures with bolts. **Bioresources**, [s.l.], v. 11, n. 4, p. 9205-9218, 2016.
- HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. **Heron**, [S.L.], v. 37, n. 1, p. 3-79, 1992.
- HOZJAN, T.; BEDON, C.; OGRIN, A.; CVETKOVSKA, M.; KLIPPEL, M. Literature Review on Timber–Concrete Composite Structures in Fire. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 145, n. 11, p. 04019142, 2019.
- ICIMOTO, F. H. **Dormentes em madeira laminada colada de Pinus oocarpa**. 2013. 126 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Materiais, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION OF STANDARDIZATION. **ISO 527-1**: Plastics – Determination of tensile properties – Part 1: General principles. Genebra, 2012.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION OF STANDARDIZATION. **ISO 527-5**: Plastics – Determination of tensile properties – Part 5: Test conditions of unidirectional fibre-reinforced plastic composites. Genebra, 2012.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION OF STANDARDIZATION. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests - Elements of building construction. Genebra, 1999.
- JARRAH, M.; NAJAFABADI, E. P.; KHANEGHAHI, M. H.; OSKOU EI, A. V. The effect of elevated temperatures on the tensile performance of GFRP and CFRP sheets. **Construction And Building Materials**, [S.L.], v. 190, p. 38-52, 2018.
- JIANG, Y.; HU, X.; CROCETTI, R.; HONG, W.; CHEN, C. Experimental study on CFRP-reinforced glulam-concrete composite beams. In: **WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING**, 15., 2018, Seoul. **Proceedings [...]**. Seoul: WCTE, 2018. p. 1-5.
- JIANG, Y.; HU, X.; HONG, W.; ZHANG, J.; HE, F. Experimental Study on Notched Connectors for Glulam-lightweight Concrete Composite Beams. **Bioresources**, [s.l.], v. 15, n. 2, p. 2171-2180, 2020.
- KHORSANDNIA, N.; VALIPOUR, H. R.; CREWS, K. Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL–concrete composite connections and beams. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 37, p. 229-238, 2012.
- KIM, S. E.; NGUYEN, H. T. Finite element modeling and analysis of a hybrid steel–PSC beam connection. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 32, n. 9, p. 2557-2569, 2010.
- KLIPPEL, M.; BOCCADORO, L.; KLINGSCH, E.; FRANGI, A. Fire tests on timber-concrete composite slabs using beech laminated veneer lumber. In: **WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING**, 14., 2016, Viena. **Proceedings [...]**. Viena: WCTE, 2016. p. 1-8.

KOZARIC, L.; KUKARAS, D.; PROKIC, A.; BESEVIC, M.; KEKANOVIC, M. Slip modulus of screws in timber and lightweight concrete composite structures. **Bioresources**, [s.l.], v. 13, n. 3, p. 6021-6032, 2018.

LI, Y.; XIE, Y.; TSAI, M. Enhancement of the flexural performance of retrofitted wood beams using CFRP composite sheets. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 23, n. 1, p. 411-422, 2009.

LUKASZEWSKA, E.; FRAGIACOMO, M.; JOHNSON, H. Laboratory tests and numerical analyses of prefabricated timber-concrete composite floors. **Journal of structural engineering**, [s.l.], v. 136, n. 1, p. 46-55, 2010.

MAI, K. Q.; PARK, A.; NGUYEN, K. T.; LEE, K. Full-scale static and dynamic experiments of hybrid CLT–concrete composite floor. **Construction and Building Materials**, [S.L.], v. 170, p. 55-65, 2018.

MANRÍQUEZ, M. J.; MORAES, P. de. Influence of the temperature on the compression strength parallel to grain of paricá. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 24, n. 1, p. 99-104, 2010.

MARCHI, L.; SCOTTA, R.; POZZA, L. Experimental and theoretical evaluation of TCC connections with inclined self-tapping screws. **Materials And Structures**, [s.l.], v. 50, n. 3, p. 1-15, 2017.

MARTIN, Z. A.; TINGLEY, D. A. Fire resistance of FRP reinforced glulam beams. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 6., 2000, Colúmbia Britânica. **Proceedings [...]**. Colúmbia Britânica: WCTE, 2000. p. 1-8.

MARTINS, G. C. A. **Análise numérica e experimental de vigas de madeira laminada colada em situação de incêndio**. 2016. 177 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

MIOTTO, J. L. **Estruturas mistas de madeira-concreto: avaliação das vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibras de vidro**. 2009. 357 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MIOTTO, J. L.; DIAS, A. A. Glulam-concrete composites: experimental investigation into the connection system. **Materials Research**, [s.l.], v. 14, n. 1, p. 53-59, 2011.

MIOTTO, J. L.; DIAS, A. A. Structural efficiency of full-scale timber–concrete composite beams strengthened with fiberglass reinforced polymer. **Composite Structures**, [s.l.], v. 128, p. 145-154, 2015.

MOLINA, J. C. **Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes**. 2008. 240 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Avaliação do comportamento de vigas mistas de madeira e concreto em situação de incêndio. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 15., 2016, Curitiba. **Anais [...]**. Curitiba: EBRAMEM, 2016. p. 1-14.

MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Behavior of timber-concrete composite beams with two types of steel dowel connectors. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 15., 2018a, Seoul. **Proceedings [...]**. Seoul: WCTE, 2018a. p. 1-6.

- MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Estratégia para modelagem numérica de sistemas mistos considerando diferentes modelos de ruptura para os materiais. **Ingeniare. Revista Chilena de Ingeniería**, [s.l.], v. 17, n. 2, p. 256-266, 2009.
- MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Sistema misto de madeira e concreto: uma abordagem numérico e experimental para altas temperaturas. **Matéria (Rio de Janeiro)**, [S.L.], v. 23, n. 3, p. 1-13, 2018b.
- MOLINA, J. C.; MARTINS, G. C. A.; ROCHA, F. M.; ALMEIDA, S. J. C.; KIMURA, É. F. A.; MUNAIAR NETO, J.; CALIL JUNIOR, C. Avaliação numérico-experimental de um elemento misto de madeira e concreto em situação de incêndio. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 14., 2014, Natal. **Anais [...]**. Natal: EBRAMEM, 2014. p. 1-11.
- MOLINA, J. C.; OLIVEIRA, C. A. B.; CHRISTOFORO, A. L.; BÔAS, D. V.; CALIL JUNIOR, C. Influence of the bonding of rebar dowel with adhesive on wood-concrete composite specimens. **Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers - Structures And Buildings**, [s.l.], v. 173, n. 12, p. 904-913, 2020.
- MOLINA, J. C.; SILVA, M. A. de A. A. da; VASCONCELOS, R. P. de. Verificação da eficiência do modelo de Mohler na resposta do comportamento de vigas mistas de madeira e concreto. **Ambiente Construído**, [s.l.], v. 15, n. 1, p. 29-40, 2015.
- MÖNCH, S.; KUHLMANN, U. Investigations on the effects of geometry in timber-concrete composite push-out tests with notched connections. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 15., 2018, Seoul. **Proceedings [...]**. Seoul: WCTE, 2018. p. 1-8.
- MONTEIRO, S. R. S.; DIAS, A. M. P. G.; NEGRÃO, J. H. J. O. Assessment of timber-concrete connections made with glued notches: test set-up and numerical modeling. **Experimental Techniques**, [s.l.], v. 37, n. 2, p. 50-65, 2012.
- OGRIN, A.; HOZJAN, T. Fire resistance of timber-concrete composite slabs. **Materials And Structures**, [s.l.], v. 53, n. 4, p. 1-15, 2020.
- OLIVEIRA, C. R. de; MORENO JÚNIOR, A. L. Efeito do fogo nas estruturas de concreto reforçadas com FRP. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais [...]**. Curitiba: IBRACON, 2009. p. 1-14.
- O'NEILL, J. W. **The fire performance of timber-concrete composite floors**. 2009. 90 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Incêndio, University Of Canterbury, Christchurch, 2009.
- O'NEILL, J.; ABU, A.; CARRADINE, D.; MOSS, P.; BUCHANAN, A. Modelling the fire performance of structural timber-concrete composite floors. **Journal Of Structural Fire Engineering**, [S.L.], v. 5, n. 2, p. 113-124, 2014.
- O'NEILL, J.; CARRADINE, D.; MOSS, P.; FRAGIACOMO, M.; DHAKAL, R.; BUCHANAN, A. Design of timber-concrete composite floors for fire resistance. **Journal Of Structural Fire Engineering**, [s.l.], v. 2, n. 3, p. 231-242, 2011
- OSBORNE, L. **Fire resistance of long span composite wood-concrete floor systems**. Vancouver: FPIInnovations, 2015.
- ÖSTMAN, B.; BRANDON, D.; FRANTZICH, H. Fire safety engineering in timber buildings. **Fire Safety Journal**, [s.l.], v. 91, p. 11-20, 2017.

OWENS CORNING. **Product information – Tecido Unidirecional**. Disponível em <<https://owenscorning-brazil.com/upload/produto/pdf/24626f17-67a1-451b-8a6c-f2abd1fdb816.pdf>>. Acessado em 04/10/2022.

PIGOZZO, J. C. **Estudos e aplicações de barras de aço coladas, como conectores em placas mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes**. 2004. 374 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

PINTO, E. M. **Determinação de um modelo de taxa de carbonização transversal a grã para o Eucalyptus citriodora e E. grandis**. 2005. 119 f. Tese (Doutorado) - Curso de Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PREMROV, M.; DOBRILA, P. Experimental analysis of timber–concrete composite beam strengthened with carbon fibres. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 37, p. 499-506, 2012.

RAFTERY, G. M.; HARTE, A. M. Low-grade glued laminated timber reinforced with FRP plate. **Composites Part B: Engineering**, [s.l.], v. 42, n. 4, p. 724-735, 2011.

RAFTERY, G. M.; RODD, P. D. FRP reinforcement of low-grade glulam timber bonded with wood adhesive. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 91, p. 116-125, 2015.

RANGER, L.; DAGENAIS, C.; CUERRIER-AUCLAIR, S. **Fire-resistance of timber-concrete composite floor using laminated veneer lumber**. Québec: FPIInovations, 2016.

REGOBELO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. 2007. 254 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

SANTOS, L. R. dos; CARDOSO, H. de S.; CALDAS, R. B.; GRILO, L. F. Finite element model for bolted shear connectors in concrete-filled steel tubular columns. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 203, p. 1-12, 2020.

SCHMID, J.; JUST, A.; KLIPPEL, M.; FRAGIACOMO, M. The reduced cross-section method for evaluation of the fire resistance of timber members: discussion and determination of the zero-strength layer. **Fire Technology**, [s.l.], v. 51, n. 6, p. 1285-1309, 2014.

SEGUNDINHO, P. G. de A. **Análise teórico-experimental de um tabuleiro misto madeira-concreto composto por vigas circulares**. 2005. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil (ênfase em Estruturas), Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira, 2005.

SHEPHARD, A. B.; FISCHER, E. C.; BARBOSA, A. R.; SINHA, A. Fundamental Behavior of Timber Concrete-Composite Floors in Fire. **Journal Of Structural Engineering**, [S.L.], v. 147, n. 2, p. 04020340, 2021.

SHI, D.; HU, X.; DU, H.; XIE, Z.; MENG, Y. Study on shear performance of notched connections for glulam-concrete composite beams under fire. **Fire Safety Journal**, [s.l.], v. 126, p. 103482, 2021.

SHI, D.; HU, X.; ZHANG, J.; DU, H. Shear stiffness of notched connectors in glue laminated timber-concrete composite beams under fire conditions. **Bioresources**, [s.l.], v. 17, n. 4, p. 6397-6410, 2022.

SORIANO, J. **Estruturas mistas em concreto e em madeira: análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil**. 2001. 288 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

TRAN, T.; THI, V.; KHELIFA, M.; OUDJENE, M.; ROGAUME, Y. A constitutive numerical modelling of hybrid-based timber beams with partial composite action. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 178, p. 462-472, 2018.

VAN DER LINDEN, M. L. R. **Timber-concrete composite floor systems**. 1999. 364 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Delft University of Technology, Delft, 1999.

VAN GYSEL, A.; TAERWE, L. Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete. **Materials And Structures**, [S.L.], v. 29, p. 529-533, 1996.

WHITE, R. H.; DIETENBERGER, M. A. Fire safety of wood construction. In: FOREST PRODUCTS LABORATORY. **Wood Handbook: Wood as Engineering Material**. Madison: USDA, 2010. p. 22.

WILLIAMSON, T G.; YEH, B. Fire performance of frp reinforced glulam. In: WORKING COMMISSION W18 - TIMBER STRUCTURES, 39., 2006, Florência. **Proceedings [...]**. Florência: W18, 2006. p. 1-8

WILLIAMSON, T. G. Fire performance of fiber reinforced polymer glued laminated timber. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 9., 2006, Portland. **Proceedings [...]**. Portland: WCTE, 2006. p. 1-8.

XIE, L.; HE, G.; WANG, X.; GUSTAFSSON, P. J.; CROCETTI, R.; CHEN, L.; LI, L.; XIE, W. Shear capacity of stud-groove connector in glulam-concrete composite structure. **Bioresources**, [s.l.], v. 12, n. 3, p. 4690-4706, 2017.

YANG, T. H.; WANG, S. Y.; TSAI, M. J.; LIN, C. Y. The charring depth and charring rate of glued laminated timber after a standard fire exposure test. **Building And Environment**, [s.l.], v. 44, n. 2, p. 231-236, 2009.

YEOH, D.; FRAGIACOMO, M.; DEAM, B. Experimental behaviour of LVL–concrete composite floor beams at strength limit state. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 33, n. 9, p. 2697-2707, 2011.

YEOH, D.; FRAGIACOMO, M.; FRANCESCHI, M. de; BOON, K. H. State of the art on timber-concrete composite structures: literature review. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 137, n. 10, p. 1085-1095, 2011a.

YEOH, D.; FRAGIACOMO, M.; FRANCESCHI, M. de; BUCHANAN, A. H. Experimental Tests of Notched and Plate Connectors for LVL-Concrete Composite Beams. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 137, n. 2, p. 261-269, 2011b.

YEOH, D; FRAGIACOMO, M; A BUCHANAN; GERBER, C. Preliminary research towards a semi-prefabricated lvl– concrete composite floor system for the australasian market. **Australian Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 9, n. 3, p. 225-240, 2009.

ZHANG, L.; ZHOU, J.; CHUI, Y. H. Development of high-performance timber-concrete composite floors with reinforced notched connections. **Structures**, [S.L.], v. 39, p. 945-957, 2022.

ZHENG, S.; LIU, Y.; YODA, T.; LIN, W. Parametric study on shear capacity of circular-hole and long-hole perfobond shear connector. **Journal Of Constructional Steel Research**, [S.L.], v. 117, p. 64-80, 2016.

ZIGLER, R.; POKORNÝ, M. Fire protection of timber structures strengthened with FRP materials. **Stavební Obzor - Civil Engineering Journal**, [S.L.], v. 24, n. 4, p. 1-8, 2015.

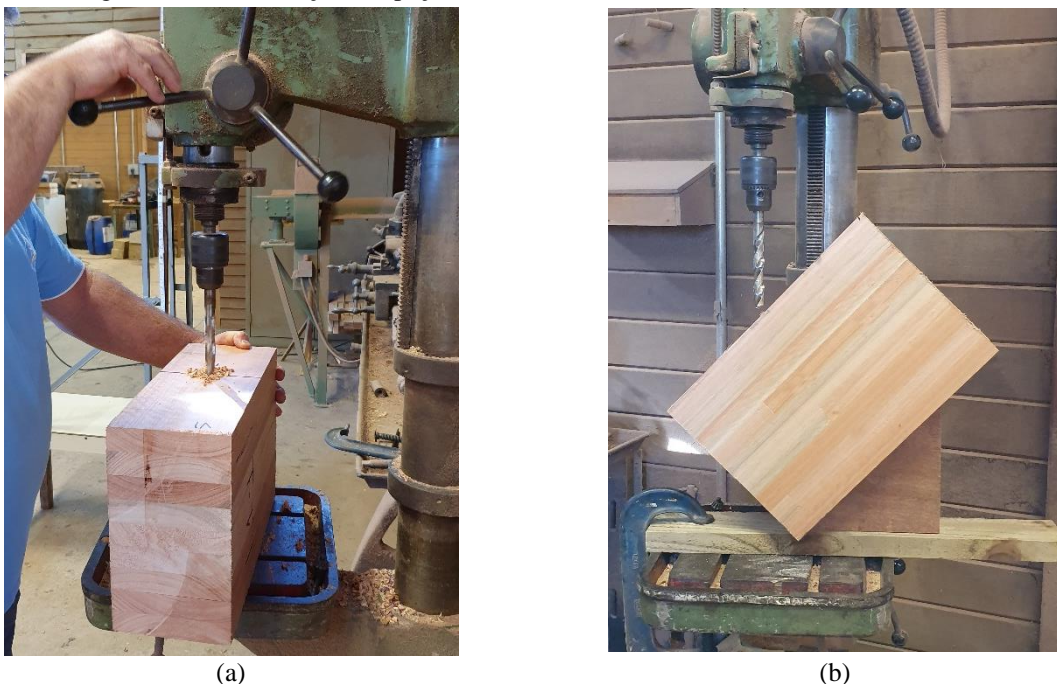
Produção dos modelos experimentais

Neste apêndice são apresentados maiores detalhes acerca da construção dos modelos experimentais ensaiados. Primeiramente são apresentados os procedimentos adotados na confecção dos corpos de prova mistos para ensaios *push out*, para, em seguida, relatar sobre produção das vigas mistas de madeira e concreto, nas suas diversas configurações analisadas.

A.1 CORPOS DE PROVA DO ENSAIO *PUSH OUT*

Conforme apresentado no capítulo 3 do presente texto, nos ensaios *push out* foi adotada a configuração de cisalhamento duplo com peça central de madeira e abas laterais de concreto. As partes centrais dos corpos de prova foram obtidas mediante o corte de vigas de MLC com auxílio de serra de mesa. Após o corte das peças de madeira, foi realizada pré-furação com diâmetro igual a 1,25 vez o diâmetro das barras de aço, empregando, para isso, furadeira de bancada, conforme apresentado na Figura A.1

Figura A.1 – Pré-furação das peças de madeira: (a) barras retas; (b) barras inclinadas.



Fonte: o autor

A produção dos entalhes retangulares foi realizada com o auxílio de furadeira horizontal (Figura A.2), enquanto que o corte dos entalhes triangulares foi feito com a serra de fita. Para a colagem das barras de aço na peça de madeira foi empregado o adesivo estrutural a base de epóxi *Compound adesivo*. A injeção da resina no interior do furo foi realizada por meio de uma pistola de aplicação de silicone, conforme apresentado na Figura A.3. Em seguida, as barras de aço foram introduzidas nos furos, aplicando-se movimentos de rotação para evitar a formação de bolhas.

Figura A.2 - (a) processo de corte do entalhe retangular; (b) entalhe retangular.



Fonte: o autor

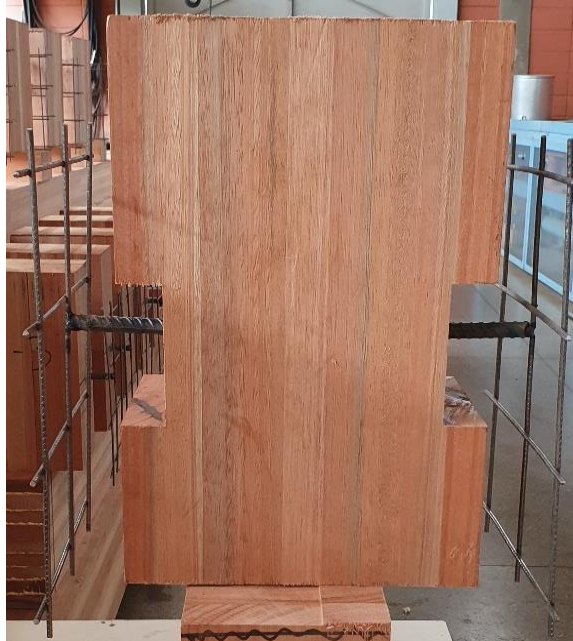
Figura A.3 – Pistola para aplicação do adesivo estrutural nos furos da madeira



Fonte: o autor

Após a colagem das barras de aço, os corpos de prova ficaram em repouso durante 7 dias, de forma a resina alcançar sua resistência máxima. O passo seguinte foi o posicionamento da armadura. Para garantir os cobrimentos da armadura, optou-se por fazer uma solda fraca da tela de aço nas barras de aço que servem como conector de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura A.4

Figura A.4 – Corpos de prova com armadura soldada



Fonte: o autor

A última etapa da confecção dos corpos mistos de madeira e concreto para ensaio das ligações consistiu na concretagem das abas laterais. O concreto foi produzido no Laboratório de Estruturas (SET/EESC/USP), em betoneira com eixo vertical. O concreto foi lançado nas fôrmas e o seu adensamento foi feito utilizando vibrador do tipo agulha, conforme apresentado na Figura A.5. Os corpos de prova permaneceram cobertos por manta geotêxtil e lona por um período de 15 dias, sendo feita a sua cura diariamente. Após 28 dias, os corpos de prova estavam prontos para ensaio. A Figura A.6 apresenta um corpo de prova após a desforma.

Figura A.5 – Lançamento e adensamento do concreto



Fonte: o autor

Figura A.6 –Corpo de prova misto de madeira e concreto



Fonte: o autor

A.2 VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO

Na sequência são apresentados os procedimentos adotados na produção das vigas mistas de madeira e concreto, sem e com reforço com fibras de vidro.

A.2.1 Procedimento geral

A primeira etapa na produção das vigas mistas de madeira e concreto foi a instalação do sistema de conexão. Conforme apresentado no capítulo 4 do presente texto, foram adotadas duas configurações de ligações: a L2, formada por barras de aço inclinadas, e a L4, formada pela associação de barras de aço inclinadas com entalhes triangulares.

Assim como foi feito nos corpos de prova para ensaios *push out*, realizou-se a pré-furação com diâmetro igual a 1,25 vez o diâmetro das barras de aço, empregando, para isso, furadeira e um gabarito de madeira para garantir o ângulo do furo, conforme é mostrado na Figura A.7a. Para o corte dos entalhes foi utilizada uma serra circular, sendo o ângulo de corte ajustado no próprio equipamento (Figura A.7b).

Na sequência foi realizada a colagem das barras de aço, procedendo-se de maneira análoga à realizada na fixação dos conectores nas peças de madeira dos corpos de prova para ensaios *push out*. Na Figura A.8a é ilustrado o processo de aplicação do adesivo estrutural no furo por meio da pistola aplicadora de silicone, enquanto que na Figura A.8b é ilustrado o processo de introdução da barra de aço no furo. Após a colagem das barras de aço, as vigas ficaram em repouso durante 7 dias para a cura do adesivo estrutural.

As fôrmas para a concretagem da mesa de concreto foram produzidas a partir de chapas de compensado plastificadas. Para as vigas E1-A-L2, E2-A-L2 e P1-A-L2 as fôrmas foram montadas de maneira a permitir a concretagem do elemento ao contrário, ou seja, com a mesa apoiado no chão. Para os demais elementos estruturais, as fôrmas foram produzidas de maneira a permitir a concretagem na configuração de análise das vigas. Em ambos os casos, as armaduras, obtidas a partir do corte de telas de aço soldadas, foram posicionadas com o auxílio de espaçadores de plástico. Na Figura A.9 são apresentados elementos prontos para serem concretados.

Figura A.7 – (a) Pré-furação das vigas de madeira; (b) Corte dos entalhes.



Fonte: o autor

Figura A.8 – (a) Aplicação do adesivo estrutural; (b) Introdução da barra de aço.



Fonte: o autor

Figura A.9 – Elementos prontos para concretagem



Fonte: o autor

A concretagem foi realizada no Laboratório de Estruturas (SET/EESC/USP), utilizando betoneira com eixo vertical para a preparação do concreto. O concreto foi lançado nas fôrmas e o seu adensamento foi feito utilizando vibrador do tipo agulha. Ao final da concretagem foi realizado o aplainamento da superfície da laje, de forma a deixa-la lisa. As vigas permaneceram cobertas por manta geotêxtil e lona por um período de 15 dias, sendo feita a sua cura diariamente. Após 28 dias, as vigas mistas estavam prontas para ensaio. Na Figura A.10 é ilustrado o processo de lançamento e vibração do concreto, enquanto que na Figura A.11 é ilustrado o processo de aplainamento.

Figura A.10 – Processo de concretagem dos elementos estruturais



Fonte: o autor

Figura A.11 – Aplainamento do concreto



Fonte: o autor

A.2.2 Colagem do reforço com fibras de vidro

Para as vigas que receberam o reforço com fibras de vidro, antes de se realizar a concretagem, procedeu-se à colagem das fibras sintéticas na madeira. O primeiro passo foi o corte das fibras de vidro com dimensões adequadas à aplicação na madeira. Para isso, utilizou-se tesoura e foi aplicada fita crepe no tecido, de forma a evitar o seu esgarçamento.

Antes da aplicação do reforço, foi realizada a regularização da superfície da madeira por meio de lixadeira elétrica, conforme ilustrado na Figura A.12. Essa etapa foi necessária para melhorar a aderência da superfície, deixando-a rugosa, limpa, seca e completamente isenta de gorduras, óleos, graxas, poeiras e outras impurezas.

Em seguida, para melhorar a aderência entre a superfície da madeira e as fibras de vidro, foi aplicada uma resina primer. Foi utilizada a resina *S&P RESIN 50 PRIMER* da empresa *S&P Clever Reinforcement*, composta por um componente A (resina) e um componente B (endurecedor), sendo a proporção de mistura de 2:1 partes em peso (A:B). Para garantir a homogeneização do primer, a mistura foi realizada com o auxílio de um misturador de tinta acoplado a uma furadeira. O primer foi aplicado com pincel, estando esse processo ilustrado na Figura A.13.

Figura A.12 – Regularização da superfície da madeira.



Fonte: o autor

Figura A.13 – Aplicação do Primer

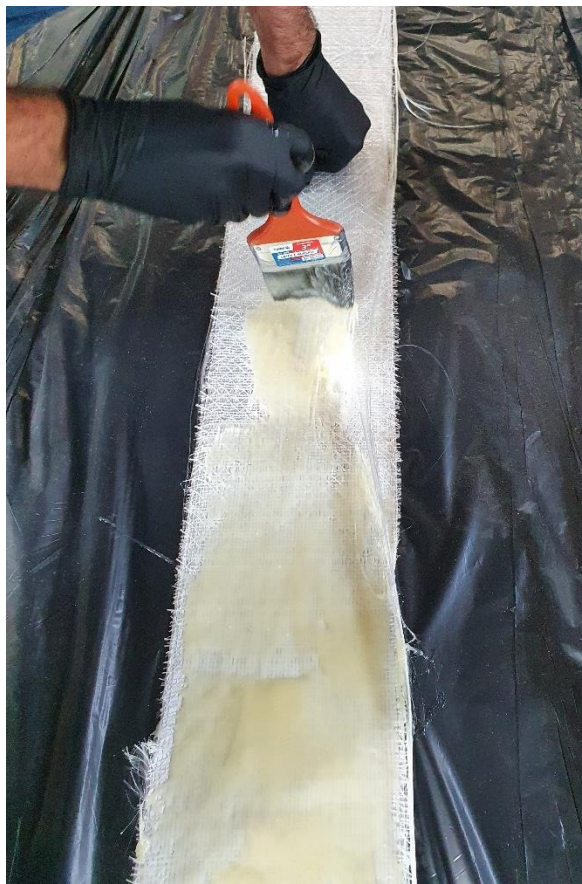


Fonte: o autor

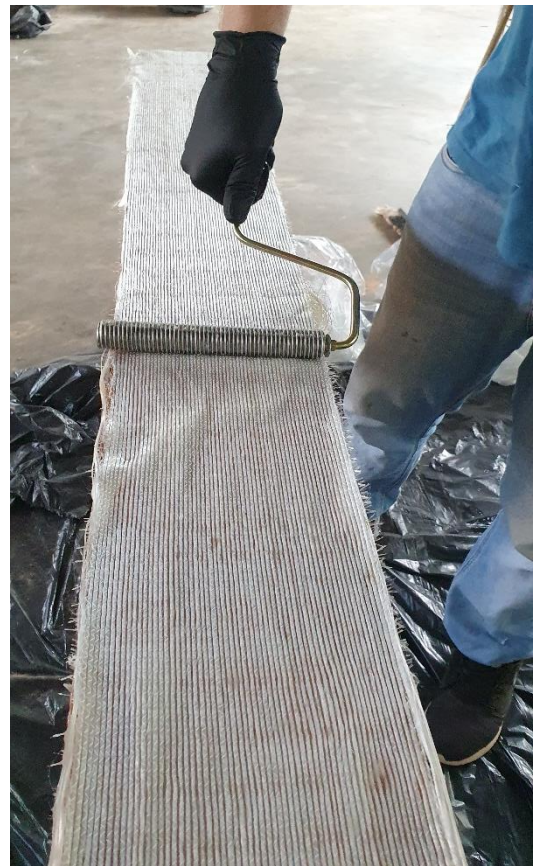
A etapa seguinte é justamente a colagem das fibras de vidro. Para a colagem das fibras de vidro foi utilizada a resina *S&P RESIN 55 RS* da empresa *S&P Clever Reinforcement*, composta por um componente A e um componente B, e cuja proporção de mistura é de 1:1 partes em volume (A:B). Para garantir a homogeneização da resina, a mistura foi realizada com o auxílio de um misturador de tinta acoplado a uma furadeira.

Após a mistura, procedeu-se a impregnação do tecido com a resina por meio de pincel. Logo em seguida, o tecido impregnado foi posicionado na superfície da viga de madeira e foi efetuada a aplicação de um rolo desareador, de forma a expulsar possíveis bolhas de ar que poderiam comprometer a eficiência da colagem. Esse processo de impregnação das fibras de vidro, posicionamento e aplicação do rolo desareador foi repetido até a colagem de todas as camadas, que para o caso foram oito. Na Figura A.14 é apresentado o procedimento de impregnação do tecido com a resina e a aplicação do rolo desareador. Na Figura A.15 é apresentado uma viga de MLC após procedimento de colagem das fibras de vidro.

Figura A.14 – (a) Impregnação do tecido; (b) Passagem do rolo desareador



(a)



(b)

Fonte: o autor

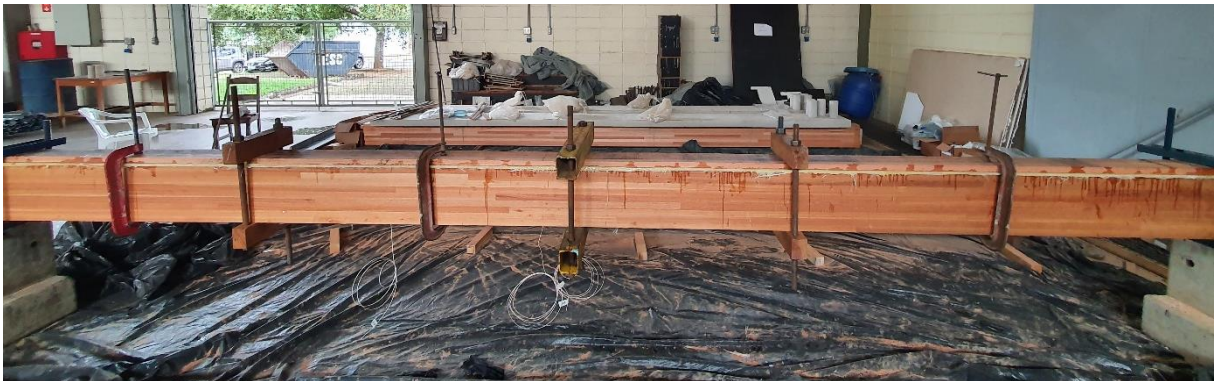
Figura A.15 - Viga de madeira Reforçada com fibras de vidro



Fonte: o autor

Em específico para a viga E10-I-L2-R(P) foi efetuada a colagem de uma lamela adicional após a colagem das fibras de vidro. Para essa lamela foi empregada madeira da espécie *Eucalyptus saligna*, com 30 mm de espessura, 150 mm de largura e 6.000 mm de comprimento. A referida lamela passou igualmente pelo processo de regularização e aplicação do primer. Após o seu posicionamento, foi aplicada pressão por meio de sargentos, conforme ilustrado na Figura A.16, por um período de três dias.

Figura A.16 – Processo de colagem da lamela adicional



Fonte: o autor